

Kordina

Kurzzeitfestigkeit der Biegedruckzone
Vergleich von Prismen- und Balkenversuchen

Bericht erstattet von
o.Prof.Dr.-Ing. Dr.-Ing.E.h. Hubert R ü s c h
o.Prof.Dr.-Ing. Karl K o r d i n a
Dr.-Ing. Siegfried S t ö c k l

1966

MATERIALPRÜFUNGSAMT FÜR DAS BAUWESEN
TECHNISCHE HOCHSCHULE MÜNCHEN

Direktor: o.Prof.Dr.-Ing. Dr.-Ing.E.h. H. R ü s c h

**Kurzzeitfestigkeit der Biegedruckzone
Vergleich von Prismen- und Balkenversuchen**

Bericht erstattet von
o.Prof.Dr.-Ing. Dr.-Ing.E.h. Hubert R ü s c h
o.Prof.Dr.-Ing. Karl K o r d i n a
Dr.-Ing. Siegfried S t ö c k l

B I B L I O T H E K
Institut für Baustoffe, Maschinen und Brandschutz
der Technischen Universität Braunschweig
Beethovenstraße 52
D-3500 Braunschweig

1966

**MATERIALPRÜFUNGSAMT FÜR DAS BAUWESEN
TECHNISCHE HOCHSCHULE MÜNCHEN**

Direktor: o.Prof.Dr.-Ing. Dr.-Ing.E.h. H. R ü s c h

V o r w o r t

Die nachfolgend beschriebenen Versuche an Stahlbetonbalken wurden am Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München durchgeführt. Sie stellen eine Ergänzung der in Heft 120 und 143 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton beschriebenen Prismenversuche zum Studium der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken aus normalem Schwerbeton und verschiedenen Leichtbetonarten dar.

Die Mittel hierzu stellte der DafStb zur Verfügung. Eine von ihm benannte Arbeitsgruppe, der die Herren o.Prof.Dr.-Ing.E.h. O. G r a f, Stuttgart, o.Prof.Dr.-Ing. K. G a e d e, Hannover, und o.Prof.Dr.-Ing. P. M l o s c h, Dresden, angehörten, gab wertvolle Ratschläge zur Gestaltung des Versuchsprogramms. Die Versuche wurden außerdem von den Firmen Zementwerk Märker, Harburg/Schwaben, Zementwerk Solnhofen, Kieswerk Glück, Gräfelfing bei München, Gasbetonwerk Hebel, Emmering/Obb., und Hüttenwerk Rheinhausen durch kostenlose Materiallieferungen gefördert. All diesen Stellen sei für das erwiesene Vertrauen und die geleistete Hilfe herzlich gedankt.

In besonderem Maße gebührt Herrn Dr.-Ing. Rudolf S e l l Dank für die umsichtige und sorgfältige Durchführung der Versuche.

München, im Juni 1966

Die Verfasser

Inhaltsverzeichnis

	<u>Seite</u>
Liste der Bezeichnungen	-
1. Einführung und Aufgabenstellung	1
2. Versuchsprogramm	2
2.1 Versuche an Balken aus normalem Schwerbeton	2
2.2 Versuche an Balken aus Ziegelsplittbeton und Gasbeton	3
3. Durchführung der Balkenversuche	4
3.1 Balkenherstellung und Lagerung	4
3.2 Prüfanordnung und Belastungsvorgang	5
3.3 Versuchsprotokolle	7
4. Auswertung der Balkenversuche zur Ermittlung von Kenngrößen für die Biegedruckzone	7
5. Nachrechnung der Balkenversuche	9
6. Wiedergabe der Versuchsergebnisse	10
7. Diskussion der Versuchsergebnisse	11
7.1 Diskussion der an Schwerbetonbalken gewonnenen Ergebnisse	12
7.11 Diskussion der c_c -Werte	12
7.12 Diskussion der c_{b0} -Werte	14
7.13 Diskussion der k_a -Werte	15
7.14 Diskussion der α_w -Werte	17
7.15 Diskussion der k_x -Werte	18
7.16 Diskussion der m_u -Werte	18
7.17 Die Vertrauensbereiche der mittleren Verhältniszahlen für die aus Balken bzw. Prismen gewonnenen Größen	18
7.2 Diskussion der an Leichtbetonbalken gewonnenen Ergebnisse	19
8. Zusammenfassung der Ergebnisse	20
Summary	21
Résumé	22
Literaturverzeichnis	23
Bilder des Hauptteils	
Anhang: Technologische Daten und Versuchsprotokolle	
Bilder des Anhangs	

Liste der Bezeichnungen

1. Lateinische Buchstaben

a	Abstand der Biegedruckkraft vom Druckrand des Balkens
b	Balkenbreite, als Index: Beton
c	Abstand der Schwerpunkte zweier Bewehrungslagen
d	Balkenhöhe
D	Biegedruckkraft
e	als Index: Stahl
E	E-Modul
F	Fläche
G	Eigengewicht
h	Abstand des Schwerpunktes der Zugbewehrung vom Druckrand des Balkens
i	Einzelwert, auch als Index
$k_a = a/x$	Lagebeiwert der Biegedruckkraft
$k_x = x/h$	auf h bezogene Höhe der Biegedruckzone
L	Stützweite
n	1. bezogenes Biegemoment $M/b \cdot h^2 \cdot s_w$ 2. Mittelwert, auch als Index
M	Biegemoment (absolut)
n	Anzahl von Einzelwerten
o	obere Bewehrungslage (als Index)
p	als Index: am Prisma 10/15/60 cm bzw. 15/15/60 cm gemessen
P	1. äußere Last 2. statistische Sicherheit
s	1. Standardabweichung $\sqrt{\sum (n-1)^2 / n-1}$ 2. als Index: spezifisch
S	als Index: Streckgrenze
t	Faktor zur Berücksichtigung einer bestimmten statistischen Sicherheit, z.B. in DIN 1519 angegeben
$\pm \frac{t \cdot s}{\sqrt{n}}$	Vertrauensbereich eines Mittelwertes für eine gewählte statistische Sicherheit P
u	als Index: untere Bewehrungslage
U	als Index: "ultimate" - im Bruchzustand
u	Abstand des Schwerpunktes der unteren Bewehrungslage vom Zugrand des Balkens

v	Abweichung des Einzelwertes vom Mittelwert
$V = s/m$	Variationskoeffizient
w	als Index: 1. am Würfel 20/20/20 cm bzw. 15/15/15 cm gemessen 2. auf 28 Tage-Festigkeit des Würfels 20/20/20 cm bezogen
W	Wassergehalt
x	Höhe der Biegedruckzone
z	Hebelarm der inneren Kräfte im Balken
Z	1. Biegezugkraft 2. Zementgehalt

2. Griechische Buchstaben

$\alpha = D_b/bx\beta_b$	Größenbeiwert der Biegedruckkraft
β	Festigkeit
γ	Rohwichte
γ_s	Reinwichte
∂	partiellles Differential
Δ	Differenz
ϵ	Dehnung bzw. Stauchung
$\mu = F_e/b \cdot h \cdot 100$	vorhandener Bewehrungsprozentsatz eines Balkens
μ^*	theoretisch erforderlicher Bewehrungsprozentsatz eines Balkens, um gleichzeitiges Versagen von Biegedruckzone und Zugbewehrung zu erreichen, auch Grenzbewehrung genannt
$\varrho = \sigma_m/\sigma_{mV}$	Belastungsgrad der Biegedruckzone
σ	Spannung
Σ	Summe
$\psi = \frac{1}{n} \cdot \frac{t \cdot s}{\sqrt{n}}$	bezogener Vertrauensbereich des Mittelwertes m

3. Ziffern

0	als Index: 1. für den gedrückten Rand der Biegedruckzone gültig 2. bei Nullablesung der Meßgeräte vorhanden
---	--

4. Vorzeichen

Spannungen	Zug +, Druck -
Verformungen	Dehnung +, Stauchung -

1. Einführung und Aufgabenstellung

Das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken unter kurzzeitiger Beanspruchung war in den vergangenen zehn Jahren Gegenstand einer Reihe von experimentellen Untersuchungen. Sie wurden zum großen Teil in München, aber auch an ausländischen Instituten durchgeführt. Eine zusammenfassende Darstellung der gefundenen Ergebnisse liegt in Lit.8 vor.

Diese neueren Versuche wurden durchwegs nicht an Balken durchgeführt. Statt dessen untersuchte man exzentrisch gedrückte Betonprismen, die bei allen Münchner Versuchen die in Bild 1 gezeigte Form hatten. Man stellt sich vor, daß in einem querkraftfreien Balkenbereich die Biegedruckzone längs der neutralen Achse vom übrigen Balken getrennt sei (Bild 2). Dieser Zone entspricht ein exzentrisch gedrücktes Prisma, das an einem Rand die Verformung Null hat.

In einem mit großer Exzentrizität belasteten Betonprisma ändert sich die Nulllinienlage wegen der gekrümmten Spannungs-Dehnungs-Beziehung des Betons mit steigender Last. Die Bedingung, daß die Nulllinie für den Fall der Biegedruckzone gerade mit dem lastfernen Rand des Prismas zusammenfallen muß, machte deshalb besondere Versuchs- und Auswertungsmethoden notwendig, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann (siehe Lit.1, 6 und 7).

Aus den Versuchen wurden folgende Kennzahlen für das Verhalten der Biegedruckzone gewonnen (Bild 3):

- ϵ_{b0} = Stauchung der Randfaser der Biegedruckzone
- k_a = Lagebeiwert der Biegedruckkraft
- d_w = Größenbeiwert der Biegedruckkraft

Die Durchführung der Versuche mit exzentrisch belasteten Prismen hat gegenüber Balkenversuchen verschiedene Vorzüge. Zum einen konnte mit verhältnismäßig geringen Mitteln eine große Zahl von Versuchen durchgeführt und damit die Abhängigkeit der vorstehend genannten Beiwerte von der Betongüte oder anderen Parametern ziemlich dicht belegt werden. Zum anderen schloß die Verwendung von Prismen eine Reihe von sekundären Einflüssen aus, welche die Versuchsergebnisse bei Balken stören können (Ungenauigkeit von Lage, Querschnitt und Festigkeitseigenschaften der Bewehrung, größere Ungleichmäßigkeit der Betoneigenschaften innerhalb

des Prüfkörpers, größere Schwankung der Versuchsdauer, schwierigere Versuchsanordnung, höhere Kosten).

Allerdings muß man bei der Verwendung von Biegedruckprismen auch gewisse Abweichungen gegenüber den wirklich am Balken auftretenden Verhältnissen in Kauf nehmen. Neben dem Wandern der neutralen Achse bei steigender Belastung des Balkens ist vor allem an den Einfluß der Rißbildung in der Zugzone auf die Dehnungsverteilung in der Druckzone sowie über die Balkenhöhe zu denken. Diese Erscheinungen konnten bei den Prismenversuchen nicht erfaßt werden.

Ob solche Ungenauigkeiten der Prismenversuche zu merklichen Fehlern führen, oder ob sie nur vernachlässigbar kleine Einflüsse mit sich bringen, sollte durch eine Reihe von Balkenversuchen überprüft werden. Hierüber wird nachfolgend berichtet.

2. Versuchsprogramm

2.1 Versuche an Balken aus normalem Schwerbeton

Einen Überblick über die durchgeführten Balkenversuche gibt Tabelle 4. Es wurden 11 Balken aus normalem Schwerbeton geprüft. Zum Zeitpunkt der Versuchsdurchführung war die Würfelfestigkeit der verwendeten Betone etwa gleichmäßig verteilt zwischen 72 und 670 kp/cm^2 . Die Schwerbetonbalken wurden gemeinsam mit den Prismenreihen gleicher Bezeichnung hergestellt, über die in Lit.1 berichtet ist. Betonzusammensetzung sowie Nachbehandlung (Abdecken mit nassen Tüchern bis zur Prüfung) stimmten genau überein.

Die Balken hatten eine Länge von 4,50 m, waren 30 cm hoch und 10 cm breit. Der Querschnitt der Biegedruckzone ergab sich im Bruchzustand zu etwa 15/10 cm und entsprach damit dem Querschnitt der Biegedruckprismen nach Lit.1. Die Biegezugbewehrung bestand bei 6 Balken aus zwei glatten, mit Haken verankerten Stäben St 55/85, \varnothing 19 mm, und bei 5 Balken aus 4, in zwei Lagen angeordneten Stäben gleicher Abmessung und Güte. Der Stahlquerschnitt betrug im ersten Fall etwa 2 %, im zweiten Fall etwa 4 % des Balkenquerschnitts. Dadurch konnten auch bei hohen Betongüten Biegedruckbrüche erreicht werden, die nicht durch Überschreiten der Stahlstreckgrenze eingeleitet wurden. Die genauen Querschnittsmaße aller Balken sind in den Versuchsprotokollen

aufgeführt (Anhang, Tabellen 113 bis 127).

Die Schubsicherung der Balken aus Schwerbeton wurde durch Bügel und Aufbiegen eines Teiles der Biegezugbewehrung erzielt (siehe Bilder 5 und 6). Sie war so reichlich bemessen, daß in den Schubbereichen mit Sicherheit keine Schäden vor Eintritt des Biegedruckbruches entstanden. Im querkraftfreien Mittelbereich der Balken (vgl. Bild 2 und 5) wurde über eine Länge von 110 cm auf eine Bügelbewehrung verzichtet. Die Biegedruckzone war also im untersuchten Bereich - wie bei den in Lit.1 beschriebenen Versuchen an Biegedruckprismen - unbewehrt und nur durch ein konstantes Biegemoment beansprucht.

2.2 Versuche an Balken aus Ziegelsplittbeton und Gasbeton

Wie Tabelle 4 erkennen läßt, wurden außer den Versuchen an Schwerbetonbalken je 2 Balken aus Ziegelsplittbeton und Gasbeton geprüft. Die Würfelfestigkeit des Ziegelsplittbetons betrug für beide Balken etwa 180 kp/cm^2 , die des Gasbetons bei dem einen Balken etwa 50, bei dem anderen etwa 80 kp/cm^2 . Die Herstellung der Leichtbetonbalken erfolgte gemeinsam mit den entsprechenden Prismenserien, über die in Lit.4 berichtet wurde. Betonzusammensetzung und Lagerung stimmten ebenfalls mit den Prismen überein. Die Balkenabmessungen betrugen wie bei den Schwerbetonbalken 10/30/450 cm. Die Zugbewehrung bestand aus zwei Rundstäben $\varnothing 19 \text{ mm}$, St 55/85. Einzelheiten der Querschnittsmaße sind wiederum aus den Versuchsprotokollen (Anhang, Tabellen 113 bis 127) ersichtlich.

Abweichend von der in Abschnitt 2.1 gezeigten Schubsicherung wurden bei den Leichtbetonbalken Bügel nach Abb.7 unter 45° zur Balkenachse eingelegt, weil sich Schrägbügel vor allem bei Balken aus Gasbeton besser bewährt haben (vgl. Lit.3). Die Bügel waren mit den Längsstäben verschweißt. Jeweils zwischen 2 Bügeln wurden an der Oberseite der Längsbewehrung Querstäbe angeschweißt, die zusätzlich für eine sichere Verankerung der Zugbewehrung sorgten. Der querkraftfreie Bereich der Balken war auch hier ohne Bügelbewehrung.

3. Durchführung der Balkenversuche

3.1 Balkenherstellung und Lagerung

Die Balken aus Schwebeton und Ziegelsplittbeton wurden im Labor hergestellt. Die verwendete Bretterschalung war auf der Innenseite mit Hartfaserplatten ausgekleidet und gewachst. Auf diese Weise trat an den Schalungsflächen fast kein Wasserverlust auf. An den Stoßkanten der Schalungswände war er nur sehr gering. Der Bewehrungskorb wurde durch Abstandhalter aus Zementmörtel in der vorgesehenen Lage fixiert. Die benötigte Betonmenge wurde in jeweils zwei unmittelbar aufeinanderfolgenden Mischvorgängen in einem Zwangsmischer hergestellt und in der in Bild 8 skizzierten Reihenfolge eingebracht. Man wollte so im untersuchten Mittelbereich der Biegedruckzone eine möglichst gleichmäßige Betonqualität gewährleisten.

Bei den Prismenversuchen war die Belastungsschneide stets parallel zur Betonierrichtung gestellt worden, um durch Absetzvorgänge entstandene Ungleichmäßigkeiten der Betoneigenschaften innerhalb des Prüfkörpers auszugleichen (Bild 9). Um auch bei den Balken entsprechende Verhältnisse zu schaffen, hätte man sie liegend betonieren müssen. Darauf wurde jedoch verzichtet, um hier den Normalfall der Praxis nachzuahmen. Es ist deshalb wahrscheinlich, daß im obersten Bereich der Biegedruckzone eine - wenn auch geringe - Wasseranreicherung auftrat und dadurch eine etwas geringere Betonfestigkeit vorhanden war.

Der Beton war durchwegs von plastischer Konsistenz. Seine Verdichtung erfolgte von Hand durch Stochern mit einem Holzstab von 4/4 cm Querschnitt. Hinsichtlich der technologischen Eigenschaften des Betons wird auf die Tabellen und Bilder 101 bis 111 des Anhangs verwiesen. Technologische Angaben über die Bewehrungsstähle bringt Tabelle 112.

Die Balken wurden zusammen mit den zugehörigen Biegedruckprismen, den Würfeln und den Prüfkörpern zur Bestimmung von E-Modul, Arbeitslinie und Biegezugfestigkeit des Betons 30 bis 50 Tage, in wenigen Fällen bis maximal 104 Tage (vgl. Tabelle 4) unter nassen Tüchern gelagert und dann geprüft.

Die Herstellung der Balken aus Gasbeton erfolgte zusammen mit den in Lit.4 beschriebenen Biegedruckprismen im Gasbetonwerk Hebel, Emmering/Obb., nach firmeneigenen Richtlinien. In einem Sondermischer wurde ein Gemenge aus Quarzsand, Zement, Kalk und Wasser (Einzelheiten vgl. Anhang, Tabelle 105, und Erläuterungen zu Tabelle 106) mit einem Treibmittelzusatz zu einem sahnigen Brei geschlagen und anschließend in große Stahlformen gegossen. In die Formen eingespannte Stahlsaiten und Blecheinlagen ermöglichten es, die aufgegorene Betonmasse nach Beendigung des Treibvorganges und vor dem Ende des Abbindens in der gewünschten Weise aufzuteilen. Daran anschließend wurden die Formen mit den noch weichen Betonkörpern in Härteöfen eingefahren. Die Ofentemperatur wurde mit Sattdampf von 8 atü in einem Zeitraum von etwa 3 Stunden auf 174° C gesteigert. Ungefähr 8 Stunden lang waren dann Druck und Temperatur konstant. Schließlich wurde der Druck im Verlauf von zwei Stunden langsam wieder reduziert. Im Anschluß an diese künstliche Härtung kamen die Körper auf einen überdachten Lagerplatz und 10 Tage später zum Versand ins Labor des MPA München. Dort wurden sie bis zur Prüfung im Alter von etwa 45 Tagen in einem Klimaraum bei 20° C und 65 % rel. Luftfeuchte gelagert.

3.2 Prüfanordnung und Belastungsvorgang

Die Belastungsvorrichtung für die Balken aus Schwebeton und Ziegelsplittbeton zeigt Bild 10, für die Balken aus Gasbeton Bild 11. Der Mittelbereich dieser Balken war über eine Länge von 100 bzw. 140 cm nur durch ein konstantes Biegemoment beansprucht. Die Last wurde hydraulisch erzeugt.

Das Prinzip der Meßstellenanordnung ist in Bild 12a gezeigt. Die Betonverformungen wurden auf der Ober- und Unterseite der Balken über eine Meßlänge von 50 cm sowie in regelmäßigen Abständen über die gesamte Höhe der Biegedruckzone mit einer Meßlänge von 30 cm gemessen. Die Lage der Meßstellen in der Biegedruckzone war nicht immer genau gleich. Deshalb sind hierzu Einzelangaben in den Protokollen gemacht. Die Meßstellen hatten einen ausreichenden Abstand von den Lasteintragungspunkten, so daß die Messungen

nicht durch die dort auftretenden Querpressungen gestört waren. Für Messungen am Balkenrand kamen selbst gebaute Setzdehnungsmesser mit Meßuhren von 1/100 mm-Teilung, für Messungen nahe der Nulllinie die gleichen Geräte mit Meßuhren von 1/1000 mm-Teilung zur Verwendung. Die Tastspitzen der Setzdehnungsmesser saßen in Bohrungen von Messingplättchen 10/10/2^{mm}, die mit Siegellack auf den Beton geklebt waren.

Die Dehnungsmessung an der Biegezugbewehrung erfolgte bei allen Balken mit mechanischen Meßgeräten. Bei den meisten Balken wurden zusätzliche Messungen mit Dehnmeßstreifen durchgeführt.

Als mechanisches Meßgerät diente hierbei bei den Schwebbeton- und Ziegelsplittbetonbalken ein Huggenberger-Setzdehnungsmesser. Er hatte eine Meßlänge von 20" (50,8 cm). Für die Ablesung der Längenänderung diente eine eingebaute Meßuhr mit einer Skalenteilung von 1/1000". Bei den Gasbetonbalken wurden für die mechanische Dehnungsmessung an der Biegezugbewehrung die gleichen Setzdehnungsmesser verwendet wie für die Druckzone. Sie hatten eine Meßlänge von 30 cm und enthielten Meßuhren mit 1/1000 mm-Teilung. Die seitliche Betonüberdeckung der Bewehrung war an den Aufstandspunkten der Meßgeräte auf einige Quadratzentimeter entfernt worden. Die Stähle wurden außerdem mit kleinen Zentrierbohrungen zum Einführen der Tastspitzen der Meßgeräte versehen.

Der Huggenberger-Setzdehnungsmesser wurde in der üblichen Weise für jede Ablesung neu angesetzt. Alle anderen Meßgeräte waren mit Gummibändern festgehalten und verblieben über die ganze Versuchsdauer am Balken.

Die elektrische Messung der Stahldehnungen erfolgte mit Philips-Dehnmeßstreifen (600 Ohm, Meßlänge 2 cm) in Verbindung mit einer statischen Meßbrücke der gleichen Herstellerfirma. An jedem Bewehrungsstab waren zwei Dehnmeßstreifen auf gegenüberliegenden Seitenflächen angebracht, um eventuelle Einflüsse einer Stabverbiegung zu kompensieren. Die Isolierung der Dehnmeßstreifen gegen Feuchtigkeit erfolgte mit einem Zweikomponentenkleber.

In der Zugzone der Balken wurden in den meisten Fällen zuerst durch eine entsprechende Vorbelastung Risse erzeugt, um die Mitwirkung der Betonzugzone zu vermindern. Nach einer Zwischenentlastung erfolgte

der für die Auswertung verwendete Belastungsvorgang. Er führte in etwa 10 bis 15 Laststufen zum Bruch des Balkens. Während der Verformungsmessungen blieb die Last jeweils konstant. Dieser Belastungsvorgang dauerte meist $1\frac{1}{2}$ bis 2 Stunden (vgl. Tabelle 4), also länger als die Prismenversuche (ca. 20 Minuten). Wegen der zahlreichen Messungen war eine schnellere Versuchsdurchführung nicht möglich.

3.3 Versuchsprotokolle

Die Protokolle der Meßergebnisse sind im Anhang als Tabellen 113 bis 127 beigelegt.

4. Auswertung der Balkenversuche zur Ermittlung von Kenngrößen für die Biegedruckzone

Die aus den Münchner Prismenversuchen gewonnenen Kennzahlen für das Verhalten der Biegedruckzone wurden stets in Abhängigkeit vom Belastungsgrad ξ der Biegedruckzone angegeben. Der Wert ξ beschreibt das Verhältnis der augenblicklichen zu der im Bruchzustand auftretenden mittleren Spannung in der Biegedruckzone:

$$\xi = \sigma_m / \sigma_{mU} \quad (\text{Prismen}) \quad (1)$$

Für den Vergleich der Ergebnisse von Prismen- und Balkenversuchen war es nötig, aus den Meßwerten der Balkenversuche ebenfalls Kenngrößen für das Verhalten der Biegedruckzone in Abhängigkeit von ξ herzuleiten. Folgender Auswertegang wurde eingeschlagen:

Zunächst wurden für jeden Balken die Mittelwerte der an den nebeneinander liegenden Bewehrungsstäben gefundenen ϵ_e -Werte in Abhängigkeit von M aufgezeichnet (Beispiel Bild 13).

Es wurden nur die mechanisch über eine Meßlänge von 20" gemessenen ϵ_e -Werte herangezogen. Die Isolierung der Dehnmeßstreifen hatte dazu geführt, daß der erste Biegeriß meist am Dehnmeßstreifen auftrat. Die Dehnung der Biegezugbewehrung eines Balkens ist am Riß etwas größer als die mittlere Stahldehnung. Während am Riß die Betonzugkraft völlig ausfällt, sind zwischen den Rissen noch Traganteile der Betonzugzone vorhanden. Ähnliches geschieht auch in der Betondruckzone. Über einem Biegeriß entsteht wegen des Anstiegs der Nulllinie meist auf eine kurze Strecke auch eine erhöhte Stauchung der Druckzone. Es erschien nicht vertretbar,

die über eine Länge von 30 bzw. 50 cm gemessenen Stauchungen der Druckzone zusammen mit der elektrisch über nur 2 cm am Riß gemessenen Stahldehnung auszuwerten.

Wie erwähnt, wurde nach Erreichen der ersten Biegerisse in den meisten Fällen zwischenentlastet. Dabei wurde eine bleibende Dehnung der Biegezugbewehrung beobachtet, die in der Größenordnung von $0,1^0/00$ lag. Man deutete sie als ein Rückfedern von geringen, trotz Feuchtlagerung aufgetretenen Schwindstauchungen der Längsbewehrung.

Von der Rißlast an lag bis zu ziemlich hohen Lasten ein weitgehend linearer Verlauf $\epsilon_e = f(M)$ vor (Bild 13). Grundlage der weiteren Auswertung war die Vorstellung, daß eine lineare Extrapolation dieser Beziehung bis zum Moment $M = 0$ diejenigen ϵ_e -Werte ergeben würde, die sich im unteren Lastbereich ohne Mitwirkung der Betonzugzone ergeben hätten. Da bei dieser Extrapolation $M = 0$ und $\epsilon_e = 0$ nicht zusammenfielen, wurde die gesamte Linie $\epsilon_e = f(M)$ um ein entsprechendes Stück parallel zur ϵ_e -Achse verschoben (Nullpunktkorrektur).

Bei den wenigen, nicht zwischenentlasteten Balken wurde mit den in einem einzigen Belastungsdurchgang gewonnenen Werten ϵ_e sinngemäß verfahren.

Bei hohen Lasten verschiebt die gekrümmte σ - ϵ -Linie des Betons die Biegedruckkraft nach unten. Damit nimmt der Hebelarm der inneren Kräfte ab. Es erfolgt eine verstärkte, nicht mehr lineare Zunahme von ϵ_e . Die mechanischen ϵ_e -Messungen wurden meist zur Schonung der Instrumente bei etwa 80 bis 90 % des Bruchmomentes beendet und nur noch elektrische Messungen durchgeführt. Letztere konnten aus den genannten Gründen nicht verwendet werden. Der Verlauf der mechanisch gemessenen ϵ_e -Werte mußte daher in Nähe des Bruches geschätzt werden (Bild 13). Wegen der Krümmung der Beziehung $\epsilon_e = f(M)$ ist diese Extrapolation naturgemäß unsicher.

Nachdem für jeden Balken der Verlauf $\epsilon_e = f(M)$ festgelegt war, konnte für jede Laststufe aus den Werten ϵ_e , F_e und E_e die Stahlzugkraft Z_e in Abhängigkeit von M errechnet werden. Die Mitwirkung des Betons auf Zug wurde im Hinblick auf die bereits erfolgte Rißbildung vernachlässigt.

Die in verschiedenen Balkenfasern gemessenen Werte ϵ_b wurden auf gleiche Weise wie ϵ_e ausgeglichen und bezüglich des Nullpunktes korrigiert. Anschließend wurden sie gemeinsam mit den ϵ_e -Werten zur graphischen Bestimmung der Druckzonenhöhe x benutzt. (vgl. Bild 12 b).

Der ebenfalls gemessene Wert h ermöglichte die Berechnung von $k_x = x/h$ und $k_a = (h-z)/x$. Mit der Bedingung $D_b = Z_e$ und den bekannten Werten B_w und b ließ sich außerdem die Größe $\alpha_w = D_b/b \cdot x \cdot B_w$ finden.

Schließlich wurde noch für jede Laststufe M der Belastungsgrad ζ der Biegedruckzone ermittelt, der ein Maß für die Ausnützung der Druckfestigkeit des Betons darstellt. Der Wert ζ wurde genau so wie bei den Prismenversuchen definiert:

$$\zeta = \sigma_m / \sigma_{mU} \quad (\text{Balken}) \quad (1')$$

Bei den Prismenversuchen war allerdings die Höhe der Biegedruckzone während des ganzen Belastungsvorganges konstant. Der Wert ζ konnte deshalb auch direkt als Verhältnis D/D_U betrachtet werden. In einem Balken ändert sich dagegen die Druckzonenhöhe mit steigender Last. Der Wert $\zeta = \sigma_m / \sigma_{mU}$ mußte daher berechnet werden aus:

$$\zeta = \frac{D}{D_U} \cdot \frac{k_{xU}}{k_x} \quad (1'')$$

Alle errechneten Werte sowie die unmittelbar gemessenen Größen ϵ_e und ϵ_b wurden in Abhängigkeit von ζ aufgetragen (siehe Anhang Bilder 128 bis 142). Soweit die Biegezugbewehrung in zwei Lagen angeordnet war, ist zwischen ϵ_{eu} und ϵ_{eo} unterschieden. Die Einzelwerte wurden für jeden Balken durch stetige Kurven ausgeglichen.

5. Nachrechnung der Balkenversuche

Die Balkenversuche wurden mit der Absicht durchgeführt, einen kritischen Vergleich der an Balken und Prismen gewonnenen Ergebnisse zu ermöglichen. Dazu war es notwendig, die durch die Auswertung einer sehr großen Zahl von Prismenversuchen gewonnenen Daten zur Vorausberechnung der gleichen Werte zu benützen, welche im vorstehenden Abschnitt aus den Balkenversuchen abgeleitet wurden.

Es wurden die in Lit. 8 angegebenen Kennwerte der Biegedruckzone

zugrundegelegt. Die Werte ϵ_{b0} , k_a und α_w konnten in Lit.8 für bestimmte ξ -Werte direkt abgelesen werden. Die entsprechenden Werte für ϵ_e , k_x und m (letztere nur für $\xi = 1,0$) wurden aus den Ergebnissen der Prismenversuche errechnet.

6. Wiedergabe der Versuchsergebnisse

Für die Wiedergabe der Versuchsergebnisse wurden zwei verschiedene Darstellungsarten gewählt:

Zunächst wurden in den Bildern 14 bis 19 die aus den Schwerbetonbalken ermittelten Einzelwerte den mittleren Ergebnissen der Prismenversuche in Abhängigkeit von der Betongüte B_w gegenübergestellt, und zwar für die Belastungsgrade $\xi = 0,5$; $0,8$ und $1,0$. Wegen des linearen Zusammenhanges von $\alpha_w = \xi \cdot \alpha_{wU}$ sind in Bild 16 nur die α_w -Werte beim Bruch ($\xi = 1,0$) dargestellt.

Alle in den Bildern 14 bis 19 als Einzelwerte der Balkenversuche eingetragenen Punkte sind den Kurven in den Bildern 128 bis 138 des Anhangs entnommen, wo die Meßwerte in Abhängigkeit von ξ ausgeglichen wurden. Die an verschiedenen stark bewehrten Balken gewonnenen Versuchswerte sind jeweils gesondert gekennzeichnet.

Es kann vorweggenommen werden, daß eine Abhängigkeit der Kennzahlen ϵ_{b0} , k_a und α_w für das Verhalten der Biegedruckzone vom Bewehrungsgrad nicht zu erkennen ist. Dies ist verständlich, da auch die schwächere Bewehrung mit 2 \varnothing 19 mm in fast allen Fällen oberhalb der Grenzbewehrung lag.

Zusätzlich zu den Bildern 14 bis 19 zeigt Bild 20 mittlere Verhältniszahlen für die aus Balken bzw. Prismen gewonnenen Kenngrößen. Aus den Streuungen der einzelnen Verhältniszahlen wurden für eine statistische Wahrscheinlichkeit von 95 % Vertrauensbereiche der Mittelwerte errechnet und in Bild 20 eingetragen.

Die Ergebnisse der Leichtbetonbalken wurden den aus den Prismen gewonnenen Werten nur einzeln gegenübergestellt (Bilder 21 bis 26). Wegen der geringen Zahl dieser Balkenversuche war eine Mittelbildung nicht sinnvoll.

7. Diskussion der Versuchsergebnisse

Die Ergebnisse der Balkenversuche weichen zum Teil erheblich von den aus den Prismenversuchen abgeleiteten Werten ab. Es sei schon hier vorweggenommen, daß nach Ansicht der Verfasser dafür hauptsächlich zwei Ursachen maßgebend sind:

- a) Die Werte entstanden nicht unter genau gleichen Versuchsbedingungen. Die Prismenversuche dauerten etwa 20 Minuten, die Balkenversuche rd. 2 Stunden. Der Einfluß des Betonkriechens ist also unterschiedlich groß.
- b) Die Balkenversuche wurden absichtlich in der üblichen Weise unter der Annahme ausgewertet, daß die Betonzugzone überhaupt nicht mitwirkt. Es wird im folgenden gezeigt werden, daß auf diesem Wege die Zugkraft der Bewehrung aus den gemessenen ϵ_e -Werten nicht genügend genau bestimmt werden kann.

Diese beiden Fehler wirken sich auf alle anderen Größen aus, weil

$$D = Z_e = \epsilon_e \cdot E_e \cdot F_e \quad (2)$$

$$k_x = \frac{\epsilon_{b0}}{\epsilon_{b0} + \epsilon_e} \quad (3)$$

$$\alpha_w = \frac{(\epsilon_{b0} + \epsilon_e)}{\epsilon_{b0}} \cdot \frac{\epsilon_e \cdot E_e \cdot \mu}{\beta_w} \quad (4)$$

$$k_a = \frac{\epsilon_{b0} + \epsilon_e}{\epsilon_{b0}} \left(1 - \frac{\beta_w \cdot m}{\epsilon_e \cdot E_e \cdot \mu} \right) \quad (5)$$

Die Empfindlichkeit dieser Gleichungen gegenüber Abweichungen in der Größe von ϵ_{b0} und ϵ_e kann durch Differenzieren nach $\partial \epsilon_{b0}$ und $\partial \epsilon_e$ festgestellt werden. Davon wird im folgenden bei dem Versuch Gebrauch gemacht werden, die beobachteten Abweichungen zu erklären.

Im Gegensatz zur Auswertung der Balkenversuche wurden bei den Prismenversuchen alle Kenngrößen der Biegedruckzone direkt gemessen (ϵ_{b0}) oder aus Meßgrößen abgeleitet, welche kaum mit Fehlern behaftet sein

können ($k_a = a/x$; $\alpha_w = D/b \cdot x \cdot \beta_w$). Diesen Werten und den daraus errechneten Größen ϵ_e , k_x und m kann man ein hohes Maß an Vertrauenswürdigkeit zusprechen. Deshalb wird im folgenden stets versucht, die Ursache der Abweichungen zwischen Prismen- und Balkenwerten bei den Balken zu finden.

7.1 Diskussion der an Schwerbetonbalken gewonnenen Ergebnisse

7.11 Diskussion der ϵ_e -Werte

Bei der Beurteilung aller übrigen Kenngrößen spielt die Richtigkeit der für die Balken bestimmten ϵ_e -Werte eine wesentliche Rolle. Deshalb werden zuerst die bei ϵ_e aufgetretenen Abweichungen diskutiert.

Die ϵ_e -Werte der Balken waren im Mittel bei $\varrho = 0,5$ um 6,1 % und bei $\varrho = 0,8$ um 2,8 % größer, bei $\varrho = 1,0$ dagegen um 4,9 % kleiner als die aus den Prismenversuchen errechneten Werte (vgl. Bild 20). Für diese Abweichungen dürften zwei Gründe vorliegen:

- a) In Abschnitt 4 (vgl. auch Bild 13) wurde beschrieben, in welcher Weise jener Verlauf $\epsilon_e = f(M)$ gesucht wurde, der eintreten müßte, wenn die Zugzone schon vor Beginn der Belastung gerissen gewesen wäre. Dabei wurde unterstellt, daß vom Auftreten der ersten Biegerisse an der Einfluß der Betonzugzone vernachlässigbar klein sei.

Von P.S.Rao in anderem Zusammenhang durchgeführte Untersuchungen (Lit.9) zeigen, daß dieses Verfahren nicht ganz befriedigen kann. Rao gibt den in Bild 21 dargestellten Verlauf $\epsilon_e = f(M)$ für einen - allerdings nicht zwischenentlasteten - Stahlbetonbalken an. Die strichpunktierte Linie in diesem Bild ist für reines Stadium II errechnet. Die gemessenen ϵ_e -Werte bleiben bei Beginn der Belastung (Stadium I) merklich unter den Werten der strichpunktierten Linie. Beim Auftreten des ersten Biegerisses zeigt die Beziehung $\epsilon_e = f(M)$ einen Knick. Wegen des Einflusses der neben dem Riß vorhandenen Betonzugzone liegen die gemessenen ϵ_e -Werte nach der Rißlast immer

noch spürbar unter den für reines Stadium II errechneten Werten. Sie erreichen diese erst allmählich mit steigendem Moment. Der oben beschriebenen Extrapolation von ϵ_e auf den Wert $M = 0$ entspricht etwa die in Bild 21 punktiert dargestellte Gerade, die im Sinne einer Nullpunktskorrektur um einen entsprechenden Betrag parallel zur ϵ_e -Achse verschoben wurde (gestrichelte Gerade). Der Winkel zwischen der für reines Stadium II gültigen, strichpunktierten und der für die Auswertung verwendeten, gestrichelten Geraden in Bild 21 ist konstant. Das heißt, daß sich möglicherweise aus der auch nach Auftreten der ersten Biegerisse noch verbliebenen Mitwirkung der Betonzugzone ein für alle Werte M konstanter, positiver Fehler $\Delta\epsilon_e/\epsilon_e$ ergeben hat.

- b) Bei der Beurteilung des ϵ_e -Vergleiches muß noch ein zweiter Gesichtspunkt berücksichtigt werden:

Es wurde bereits in Abschnitt 4 erwähnt, daß die zur Auswertung verwendeten mechanischen ϵ_e -Messungen meist bei etwa 80 bis 90 % des Bruchmomentes endeten. Darüberliegende ϵ_e -Werte konnten nur durch Extrapolation der Beziehung $\epsilon_e = f(M)$ gewonnen werden. Es wurde auch erwähnt, daß diese Beziehung im oberen Lastbereich wegen des Absinkens der Biegedruckkraft nicht linear ist und daß deshalb eine gewisse Unsicherheit beim Extrapolieren vorlag.

Es ist möglich, daß der extrapolierte Bereich in einigen Fällen zu wenig gekrümmt war. Dadurch können die aus den Balken gewonnenen ϵ_e -Werte bei hohen Lasten etwas zu klein sein. Dies entspricht dem in Bild 20 dargestellten Absinken der Verhältnisswerte $\epsilon_{e,Balken}/\epsilon_{e,Prismen}$ mit steigender Last.

Nur am Rande sei darauf hingewiesen, daß sich ϵ_e -Fehler auch auf den Wert ξ auswirken. Der Wert ξ wurde definiert als

$$\xi = \frac{D}{D_U} \cdot \frac{k_{xU}}{k_x} \quad (1'')$$

Wegen $D = Z$ und $Z = \epsilon_e \cdot E_e \cdot F_e$ kann man auch schreiben:

$$\varrho = \frac{\epsilon_e}{\epsilon_{eU}} \cdot \frac{k_{xU}}{k_x} \quad (1''')$$

Zu große ϵ_e -Werte geben daher zu große ϱ -Werte, was für einen betrachteten ϱ -Wert wiederum zu einer Abminderung von ϵ_e führt (Bild 22). Umgekehrtes gilt für zu kleine ϵ_{eU} -Werte. Die Folgen dieser Wechselbeziehung im einzelnen nachzuweisen, würde umfangreiche Auswertungen erforderlich machen.

ϵ_e -Fehler wirken sich auf k_a , α_w und m unmittelbar aus. Über den Wert ϱ können aber aus ϵ_e -Fehlern bei allen von ϱ abhängigen Werten Fehler entstehen.

Der Wert ϱ wird - wie die oben angeschriebene Gleichung erkennen läßt - auch von k_x -Fehlern beeinflusst. Im folgenden Abschnitt wird gezeigt, daß die k_x -Fehler wiederum hauptsächlich auf die ϵ_{b0} -Fehler zurückzuführen sind.

7.12 Diskussion der ϵ_{b0} -Werte

Die aus den Balkenversuchen ermittelten Randstauchungen ϵ_{b0} der Biegedruckzone lagen durchwegs merklich über den entsprechenden Werten der Prismenversuche. Bei $\varrho = 0,5$ betrug die mittlere Abweichung + 26,8 %. Sie sank bei $\varrho = 0,8$ auf + 20,5 % und bei $\varrho = 1,0$ auf + 10,4 % (vgl. Bild 20).

Hauptursache hierfür ist zweifellos die größere Dauer der Balkenversuche. Nach vergleichbaren, am MPA München durchgeführten Kriechversuchen sind für eine Versuchsdauer von 2 Stunden etwa 15 % größere Stauchungen zu erwarten als bei einer Versuchsdauer von 20 Minuten. Dieser Wert liegt etwa in der Größenordnung der gefundenen Unterschiede.

Die prozentualen ϵ_{b0} -Abweichungen durch Kriechen müßten theoretisch bei steigendem Belastungsgrad ϱ zunehmen. Das Gegenteil ist hier der Fall. Die Ähnlichkeit des Verlaufes mit den ϵ_e -Abweichungen läßt vermuten, daß ähnliche Einflüsse wie dort vorliegen.

7.13 Diskussion der k_a -Werte

Die aus den Balkenversuchen gewonnenen k_a -Werte waren im Mittel bei $\varrho = 0,5$ um 2,2 % größer, bei $\varrho = 0,8$ dagegen um 4,0 % und bei $\varrho = 1,0$ um 17,7 % kleiner als die Werte aus den Prismenversuchen (vgl. wiederum Bild 20).

Für die Fehlerursachen bei den k_a -Werten wurde folgende Untersuchung durchgeführt:

In einem biegebeanspruchten Stahlbetonbalken gilt allgemein die bereits genannte Beziehung (5)

$$k_a = \frac{\varepsilon_e + \varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{b0}} \left(1 - \frac{B_w \cdot m}{\varepsilon_e \cdot E_e \cdot \mu} \right) \quad (5)$$

Der Wert B_w kann bei einem einzelnen Balkenversuch fehlerhaft sein. Bei einer Mittelbildung über 11 Balkenversuche dürfte der Einfluß gering sein. Die Fehlermöglichkeiten in den Werten m , E_e und μ sind ebenfalls klein. Als mögliche Fehlerquellen kommen vor allem die Größen ε_e und ε_{b0} in Frage.

Durch partielles Differenzierung der Gleichung (5) nach ε_e erhält man die Gradiante der Funktion $k_a = f(\varepsilon_e)$. Sie gibt die absolute Empfindlichkeit von k_a durch ε_e -Fehler an.

$$\frac{\partial k_a}{\partial \varepsilon_e} = \frac{1}{\varepsilon_{b0}} + \frac{B_w \cdot m}{\varepsilon_e^2 \cdot E_e \cdot \mu} \quad (6)$$

Um den prozentualen Fehler Δk_a von k_a infolge des prozentualen Fehlers $\Delta \varepsilon_e$ von ε_e zu finden, muß man umformen:

$$\frac{\Delta k_a}{k_a} = \frac{\partial k_a}{\partial \varepsilon_e} \cdot \frac{\varepsilon_e}{k_a} \cdot \frac{\Delta \varepsilon_e}{\varepsilon_e} \quad (7)$$

Die Beziehungen (6) und (7) wurden in folgender Weise ausgewertet: Zunächst wurden nach Gleichung (6) für $\varrho = 0,5$; $0,8$ und $1,0$ die Werte $\partial k_a / \partial \varepsilon_e$ errechnet. Dabei wurde eine mittlere Betongüte $B_w = 300 \text{ kp/cm}^2$ und ein mittlerer Bewehrungsprozentsatz $\mu = 3,15 \%$ zugrunde gelegt. Der Wert E_e betrug bei

den Balkenversuchen $E_e = 2\,060\,000\text{ kp/cm}^2$. Es war zweckmäßig, für die Ermittlung der Fehlerempfindlichkeit $\partial k_a / \partial \epsilon_e$ von den aus den Prismenversuchen errechneten Werten ϵ_{b0} und ϵ_e auszugehen. Das gleiche gilt für die Verhältniszahlen ϵ_e / k_a in Gleichung (7). Nur für das eigentliche Fehlerglied $\Delta \epsilon_e / \epsilon_e$ in Gleichung (7) wurden die tatsächlich aufgetretenen Abweichungen nach Bild 20 eingeführt. Das Ergebnis dieser Untersuchung ist in Bild 23 als gestrichelte Linie dargestellt.

Eine analoge Nachrechnung wurde für den Einfluß der ϵ_{b0} -Fehler auf den Wert k_a durchgeführt (Gleichung (5) partiell nach ϵ_{b0} differenziert usw.). Auch die dabei gewonnenen Werte sind in Bild 23 als gestrichelte Linie zu finden.

In Bild 23 wurden außerdem die Summenlinie der Einflüsse von ϵ_e - und ϵ_{b0} -Fehlern auf den Wert k_a sowie die tatsächlich gefundenen Verhältniszahlen $k_{a,\text{Balken}} / k_{a,\text{Prismen}}$ eingetragen.

Es zeigt sich ein ziemlich starker Einfluß der ϵ_e -Fehler, der allerdings durch den gegenläufigen Einfluß der ϵ_{b0} -Fehler etwas gemildert wird. Die errechnete Summenlinie der k_a -Abweichungen erklärt qualitativ die tatsächlich gefundene Abnahme der Verhältniszahlen $k_{a,\text{Balken}} / k_{a,\text{Prismen}}$ bei steigenden ϱ -Werten. Die absoluten Werte der errechneten k_a -Abweichungen sind allerdings zu groß. Es scheinen weitere Einflüsse vorzuliegen. Man wird wieder an die Mitwirkung der Betonzugzone zwischen den Rissen denken müssen, die sich auf die k_a -Werte unmittelbar auswirken kann. Außerdem hat die größere Dauer der Balkenversuche (2 Stunden gegenüber 20 Minuten bei den Prismenversuchen) sicher nicht nur die ϵ_{b0} -Fehler hervorgerufen und auf diesem Wege k_a beeinflusst. Der Wert k_a wird auch durch Kriechvorgänge unmittelbar gesteigert. Es ist schließlich noch die in Abschnitt 7.11 erwähnte Frage der ϱ -Veränderung durch ϵ_e - und ϵ_{b0} -Fehler zu erwähnen.

7.14 Diskussion der α_w -Werte

Die aus den Balkenversuchen ermittelten Werte α_w waren im Mittel um 7,2 % kleiner als die Werte der Prismenversuche. Da die α_w -Werte linear von ϱ abhängen, ist diese prozentuale α_w -Abweichung für alle ϱ -Werte gleich (Bild 20).

Für α_w gilt allgemein die Beziehung (s.o. Gl.4):

$$\alpha_w = \frac{(\varepsilon_e + \varepsilon_{b0})}{\varepsilon_{b0}} \cdot \frac{\varepsilon_e \cdot E_e \cdot u}{S_w} \quad (4)$$

Gleichung (4) kann auch in der oben beschriebenen Weise ausgewertet werden (partielle Differenzierung nach ε_e bzw. ε_{b0} usf.). Auf diese Weise gewonnene Fehlereinflüsse auf die Größe α_w sind in Bild 24 dargestellt. Die errechneten Abweichungen vom Sollwert 1,0 decken sich näherungsweise mit den tatsächlich gefundenen Verhältnissen.

In Abschnitt 7.12 wurde gezeigt, daß die größere Dauer der Balkenversuche die ε_{b0} -Fehler hervorgerufen hat. Über den Wert ε_{b0} hat sie mittelbar auch den Wert α_w beeinflusst. Kriechvorgänge steigern aber außerdem die Völligkeit des Spannungsdiagrammes in der Biegedruckzone und verändern auch auf diese Weise den Wert α_w . Sie verringern ferner im Bereich sehr hoher Belastungsgrade die aufnehmbare Biegedruckkraft im Sinne eines Festigkeitsabfalles der Biegedruckzone. Der resultierende Einfluß von Völligkeitsanstieg und Festigkeitsminderung konnte für den hier betrachteten Fall näherungsweise aus den von R a s c h (Lit.5) mit verschiedenen Dehngeschwindigkeiten gewonnenen σ - ε -Beziehungen von Beton zu etwa - 3 % ermittelt werden. Dieser Wert müßte noch zu der in Bild 24 angegebenen, rechnerisch zu erwartenden α_w -Abweichung hinzugezählt werden. Die Veränderung bewegt sich innerhalb des für 95 % Wahrscheinlichkeit gültigen Vertrauensbereiches der tatsächlich gefundenen mittleren Abweichung.

Die unterschiedliche Betonierichtung der Balken bzw. Prismen (vgl. Abschnitt 3.1) hat sich offensichtlich wenig ausgewirkt.

7.15 Diskussion der k_x -Werte

Auch die aus den Balkenversuchen gewonnenen Werte k_x lagen höher als die aus den Prismenergebnissen errechneten Größen. Die mittlere Abweichung betrug + 13 % bei $\xi = 0,5$; + 9,6 % bei $\xi = 0,8$ und + 3,8 % bei $\xi = 1,0$ (vgl. Bild 20).

Zur Untersuchung der Fehlerursachen diene die obengenannte Gleichung (3):

$$k_x = \frac{\varepsilon_{b0}}{\varepsilon_{b0} + \varepsilon_e} \quad (3)$$

Dieser Ausdruck wurde wieder zuerst partiell nach ε_{b0} und dann nach ε_e differenziert. Die weitere Auswertung entspricht sinngemäß der in Abschnitt 7.13 für k_a geschilderten Untersuchung.

Das Ergebnis ist in Bild 25 dargestellt. Man sieht, daß die k_x -Fehler überwiegend auf die ε_{b0} -Fehler - also das Kriechen der Biegedruckzone durch längere Versuchsdauer - zurückzuführen sind. Der Einfluß der ε_e -Fehler auf k_x ist gering.

7.16 Diskussion der m_u -Werte

Die bisher diskutierten Kenngrößen zeigten zum Teil spürbare Abweichungen der Balkenergebnisse von den an Prismen gewonnenen Größen. Trotzdem stimmen im Mittel die Bruchmomente der Balken mit den aus den Prismenwerten errechneten Größen recht gut überein (mittlere Abweichung + 1,4 %, vgl. Bild 20).

Die im Mittel bei $\xi = 1,0$ etwas geringeren ε_e - und α_w -Werte der Balkenversuche mußten kleinere Biegezug- und Biegedruckkräfte zur Folge haben. Dies wurde aber durch den Anstieg von ε_{b0} bzw. k_x (größere Biegedruckzone) und die geringeren k_a -Werte (größerer Hebelarm z der inneren Kräfte) offensichtlich kompensiert.

7.17 Die Vertrauensbereiche der mittleren Verhältniszahlen für die aus Balken bzw. Prismen gewonnenen Größen

Da nur eine begrenzte Anzahl von Balken zur Verfügung stand, sind die mittleren Verhältniszahlen für die aus Balken bzw. Prismen gewonnenen Größen etwas unsicher. Wahre Mittelwerte würden sich erst bei wesentlich größerer Probenzahl ergeben.

Sie würden mit 95 % Wahrscheinlichkeit zwischen den in den 6 Teilbildern von Bild 20 dargestellten Grenzen liegen.

Die Vertrauensbereiche der Mittelwerte bewegen sich etwa zwischen $\pm 5\%$ und $\pm 20\%$. Die schmalsten Vertrauensbereiche findet man bei k_x und ε_e (etwa ± 5 bis 6%). Es folgen m_U ($\pm 6,7\%$) und α_w ($\pm 8,7\%$). Die ungünstigsten Werte ergaben sich für ε_{b0} (± 12 bis 20%) und k_x ($\pm 11\%$ bis $\pm 21\%$).

Die Unsicherheit der aus den Balken gewonnenen Größen ist recht beachtlich. Es ist zu bedenken, daß bereits ein gewisser Ausgleich der einzelnen Meßwerte in Abhängigkeit von ζ erfolgte (vgl. Abschnitt 4).

Selbstverständlich streuten auch die an Prismen gewonnenen Werte. Diese Streuungen waren jedoch wesentlich kleiner. Sie waren z.B. für α_w nur etwa halb so groß als bei den Balken. Darin liegt der besondere Vorteil der Prismenversuche.

7.2 Diskussion der an Leichtbetonbalken gewonnenen Ergebnisse

Die aus den Leichtbetonbalken hergeleiteten Kenngrößen der Biegedruckzone sowie die Werte ε_e , k_x und m_U sind in den Bildern 26 bis 31 den aus Prismenversuchen gewonnenen Werten gegenübergestellt.

Die Abweichungen der Balkenwerte von den Prismenergebnissen bewegen sich im allgemeinen innerhalb der gleichen Bereiche wie bei den Schwerbetonbalken.

Es fällt auf, daß bei beiden Balken aus Ziegelsplittbeton zu kleine Werte m_U , ε_{eU} und α_{wU} auftraten. Bei einem der beiden Balken (Z 21, $B_w = 167 \text{ kp/cm}^2$) brach die Biegedruckzone im Bereich der zwei an einer Balkenhälfte angreifenden Lasteintragungspunkte (vgl. Bild 10), also nicht im Bereich des maximalen Momentes. Man kann annehmen, daß zumindest in diesem Fall eine örtliche Fehlstelle zu einem vorzeitigen Versagen geführt hat.

8. Zusammenfassung der Ergebnisse

Es wurden Versuche an 11 Balken aus normalem Schwebeton und an je 2 Balken aus Gasbeton bzw. Ziegelsplittbeton durchgeführt. Fast alle Balken waren so bemessen, daß vor Erreichen der Streckgrenze ein Druckbruch des Betons eintreten mußte. Aus den gewonnenen Meßergebnissen wurden Kennzahlen für das Verhalten der Biegedruckzone hergeleitet. Diese Werte wurden mit den vor mehreren Jahren in München aus Prismenversuchen gewonnenen Kennzahlen der Biegedruckzone verglichen.

Die Auswertung deckte die störenden Einflüsse auf, die einer zuverlässigen Ableitung von Kennzahlen der Biegedruckzone aus Balkenversuchen entgegenstehen. Vor allem müßte es möglich sein, die im unteren Lastbereich auch nach der Rißbildung noch spürbare Mitwirkung der Betonzugzone zu berücksichtigen. Hierfür liegen aber noch keine befriedigenden Unterlagen vor.

Die Durchführung von Balkenversuchen ist außerdem umständlicher als diejenige von Prismenversuchen. Deshalb konnte leider bei den Balken eine längere Versuchsdauer als bei den Prismen nicht vermieden werden. Schon kleine Zeitunterschiede haben aber spürbare Abweichungen in den Ergebnissen zur Folge.

Die aus den Balkenversuchen gewonnenen Werte zeigten aus den genannten Gründen nennenswerte Streuungen. Es ist ein wesentlicher Vorzug der Prismenversuche, daß sie nicht nur einfacher durchzuführen sind als Balkenversuche, sondern auch zu geringeren Streuungen der Ergebnisse führen.

Die Bruchmomente der Balken stimmten trotzdem im Mittel sehr gut mit den aus den Prismenwerten errechneten Größen überein. Dadurch wird die Übertragbarkeit der Ergebnisse von Prismenversuchen auf die Verhältnisse im Balken letztenendes doch eindeutig bestätigt.

Summary:

Eleven normal concrete beams, two pumice-concrete beams and two beams made of concrete with aggregates of broken tiles were tested. Nearly all beams were highly reinforced, that is to say the compression zone broke before the yield point of the reinforcement was reached. From the tests characteristic values of the behaviour of the compression zone were derived. These results were compared with those gained by prism tests in the Munich laboratory some years ago.

The evaluation showed the difficulties involved in deducing the characteristics of the compression zone from beam tests. Above all we need to know the influence of the tension zone of the concrete when applying small loads. This influence is still considerable after cracking. This question, however, has not been satisfactorily studied.

Furthermore testing beams is more complicated than testing prisms and therefore beam tests take somewhat longer. Small differences in the duration of the tests varies the results considerably.

Because of these difficulties the results of the beam tests varied considerably. It is a great advantage that prism tests are simple to carry out und lead to more exact results. Nevertheless the bending moments at ultimate load of the beams tallied with the calculated values. This indicates that the results of prism tests can be applied to beams.

R é s u m é :

Un certain nombre de poutres en béton armé (11 en béton ordinaire, 2 en béton poreux et 2 en béton à gravillons de brique) ont été soumises à une flexion, afin d'étudier le comportement de la zone comprimée du béton. Les armatures de ces poutres ont été choisies de façon à assurer dans la plupart des cas une rupture par écrasement du béton. Les coefficients caractérisant la zone comprimée du béton, calculés à partir des résultats d'essais, ont été comparés avec ceux, obtenus, il y a quelques années aux Laboratoires de Munich, en exerçant une compression excentrique sur des prismes en béton non-armés.

En dépouillant les résultats d'essais on s'aperçoit des influences arbitraires qui s'opposent à l'interprétation directe de ces résultats. Il manque surtout une théorie approuvée qui tiendrait compte du raidissement remarquable de la poutre, apporté par la zone de traction du béton, même après sa fissuration.

Aussi, les essais sur poutres sont plus laborieux que ceux sur prismes et nécessitent, en conséquence, un plus long délai d'essai. Or, déjà de très courtes différences de temps s'expriment par des résultats considérablement modifiés.

A cause des raisons citées, les résultats tirés des essais sur poutres accusent un écartement très sensible. Les essais sur prismes, tout en étant plus simple à exécuter, ont l'avantage important de mener à des résultats moins dispersés.

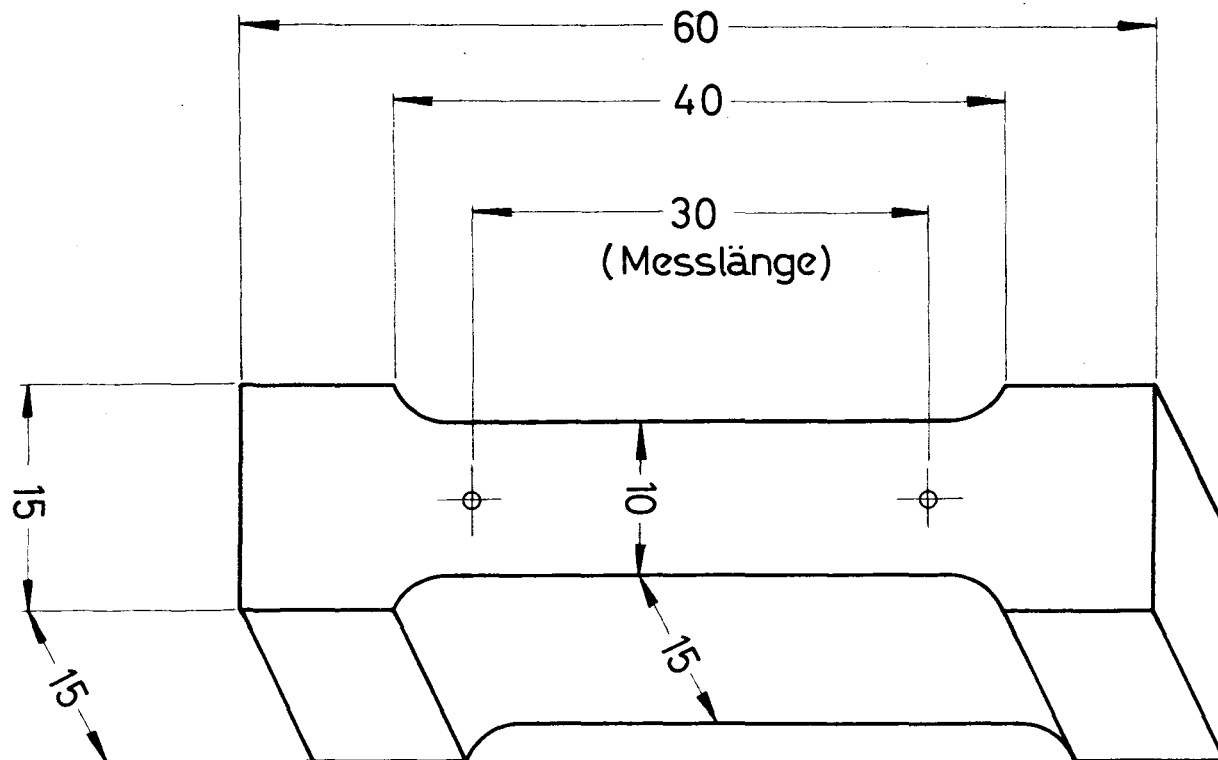
Cependant, les moments fléchissants de rupture correspondent, en moyenne, assez bien à ceux calculés avec les coefficients que l'on a tirés des essais sur prismes. Ceci prouve, malgré tout, l'admissibilité d'appliquer les résultats obtenus sur prismes à des poutres fléchies.

Literaturverzeichnis

- Lit. 1 Rüscher Hubert, Versuche zur Festigkeit der Biegedruckzone; Festigkeit und Verformung des exzentrisch gedrückten Rechteckquerschnittes aus unbewehrtem Beton bei kurzzeitiger Lasteinwirkung
Heft 120 der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, Verlag W.Ernst u.S., Berlin 1955
- 2 Rüscher Hubert,
Kordina Karl,
Zelger Cölestin Bruchsicherheit bei Vorspannung ohne Verbund
Heft 130 der Schriftenreihe des DAfStb,
Verlag W.Ernst u.S., Berlin 1959
- 3 Krister Cederwall, Tests on reinforced lightweight concrete beams
Proceedings of the RILEM-Symposium held in Göteborg 1960, Verlag Elanders Boktryckeri Aktiebolag, Göteborg 1961
- 4 Rüscher Hubert,
Sell Rudolf Zur Festigkeit der Biegedruckzone von Leichtbeton bei kurzzeitiger Lasteinwirkung
Heft 143 der Schriftenreihe des DAfStb,
Verlag W.Ernst u.S., Berlin 1961
- 5 Rasch Christfried, Spannungs-Dehnungs-Linien des Betons und Spannungsverteilung in der Biegedruckzone bei konstanter Dehngeschwindigkeit
Heft 154 der Schriftenreihe des DAfStb,
Verlag W.Ernst u.S., Berlin 1962
- 6 Rüscher Hubert,
Stöckl Siegfried Der Einfluß von Bügeln und Druckstäben auf das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken
Heft 148 der Schriftenreihe des DAfStb,
Verlag W.Ernst u.S., Berlin 1963
- 7 Rüscher Hubert,
Stöckl Siegfried Einfluß des Zementleimgehaltes und der Versuchsmethode auf die Kenngrößen der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken
Heft 155 der Schriftenreihe des DAfStb,
Verlag W.Ernst u.S., Berlin 1963
- 8 Rüscher Hubert,
Stöckl Siegfried Kennzahlen für das Verhalten der Biegedruckzone von Stahlbetonbalken - Zusammenfassung neuerer Forschungsarbeiten
Bericht Nr.35 des Materialprüfungsamtes für das Bauwesen der TH München, im Eigenverlag des Instituts, München 1964,
erscheint demnächst auch in der Schriftenreihe des DAfStb

- Lit. 9 Rao Pulugurta S., Die Grundlagen zur Berechnung der bei
statisch unbestimmten Konstruktionen im
plastischen Bereich auftretenden Umlagerun-
gen der Schnittkräfte
Dissertation TH München, 1965
erscheint demnächst auch in der Schriftenreihe
des DAfStb

Bild 1 In München verwendete Blögedruckprismen



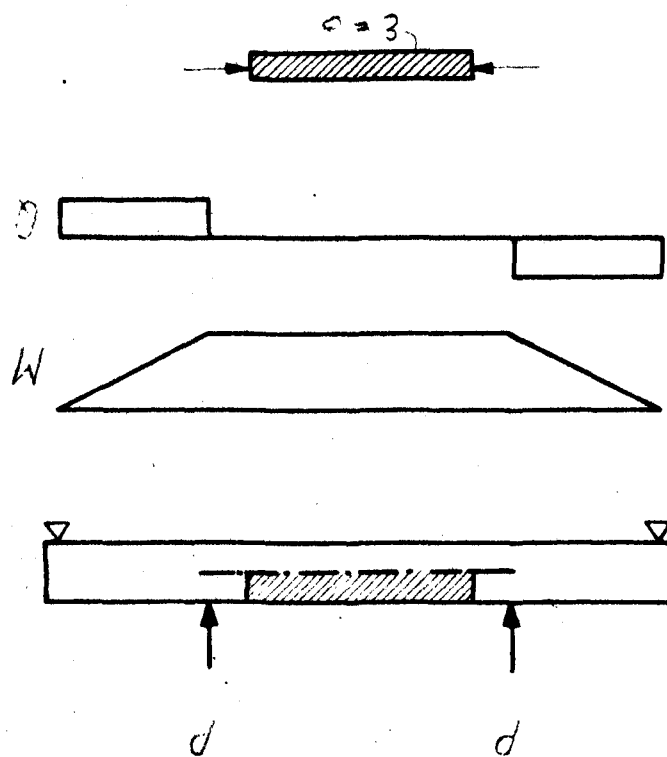


Bild 2 Das exzentrisch gedrückte Prisma ist Modell einer querkraftfreien Biegedruckzone, wenn die Verformung am lastfernen Rand Null ist

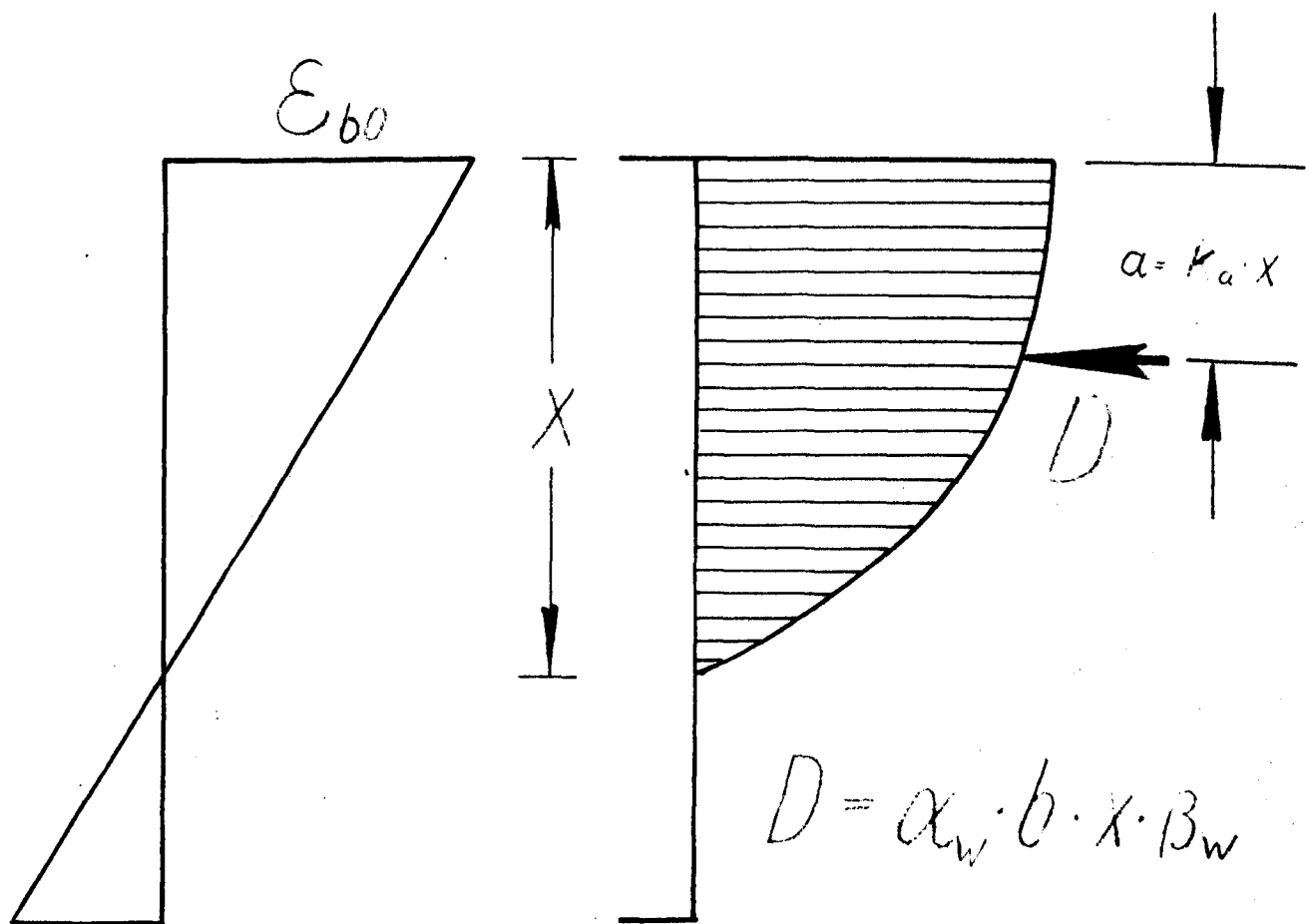


Bild 3 Die Kenngrößen der Biegedruckzone

Balken Nr.	R_w kp/cm ²	σ %	Prüfalter Tage	Prüfdauer Minuten
1. Balken aus Schwebeton				
1	72	2,11	34	94
25	121	2,02	69	82
26	162	2,12	102	40
6/0	237	2,16	43	115
3/0	319	2,12	40	89
8/0	444	2,16	50	87
7/0	206	4,26	42	110
5/0	321	4,17	30	118
4/0	431	4,21	42	104
2	480	4,16	35	90
10/0	670	4,31	51	138
2. Balken aus Ziegelsplittbeton				
Z 21	167	1,95	69	80
Z 23	187	1,94	104	41
3. Balken aus Gasbeton				
p 17/0	52	1,93	66	26
p 16/0	76	1,95	64	38

*) Festigkeit am 20 cm-Würfel, bei Gasbeton am 15 cm-Würfel

Tabelle 4: Übersicht über die durchgeführten Balkenversuche

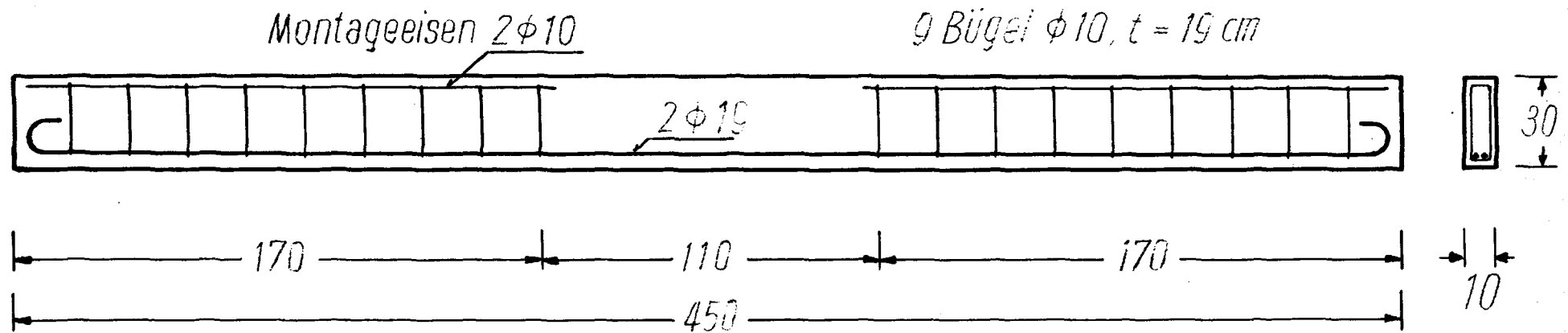


Bild 5 Bewehrung der Schwerbetonbalken, wenn $\mu = 2\%$ gewählt wurde
(genaue Querschnittsmaße siehe Versuchsprotokolle, Anhang
Tabellen 113 bis 118)

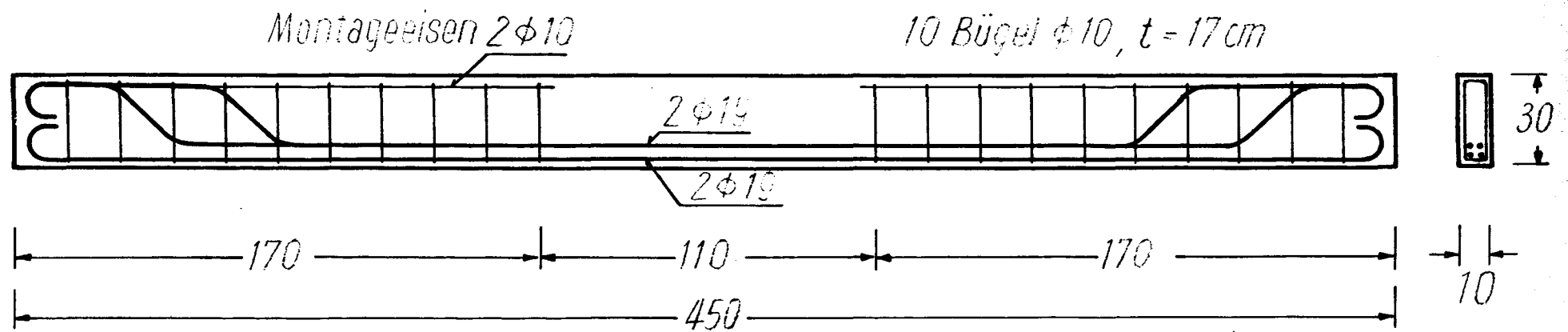


Bild 6

Bewehrung der Schwerbetonbalken, wenn $\mu = 4\%$ gewählt wurde
(genaue Querschnittsmaße siehe Versuchsprotokolle, Anhang
Tabelle 119 - 125)

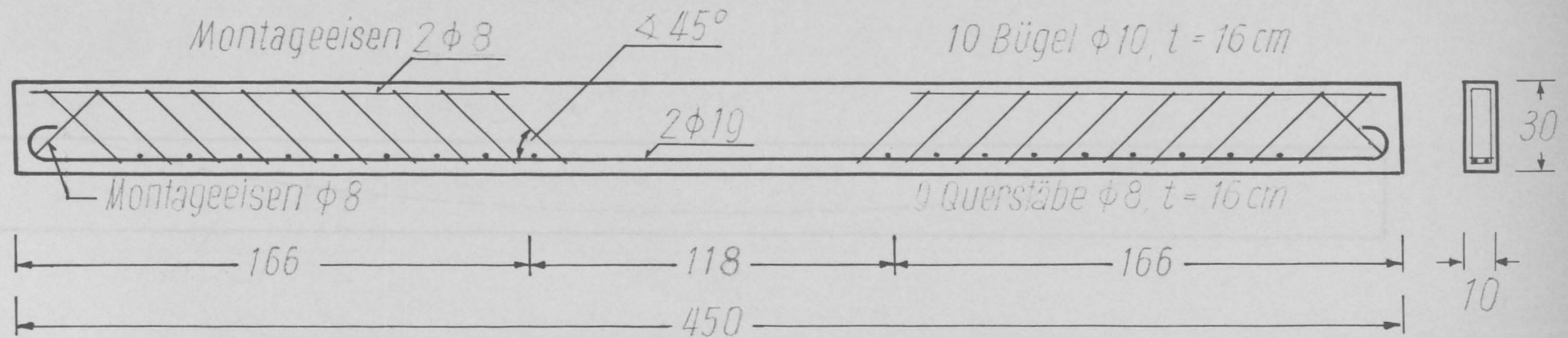


Bild 7 Bewehrung der Balken aus Ziegelsplittbeton bzw. Gasbeton
(genaue Querschnittsmaße siehe Versuchsprotokolle, Anhang
Tabellen 124 - 127)

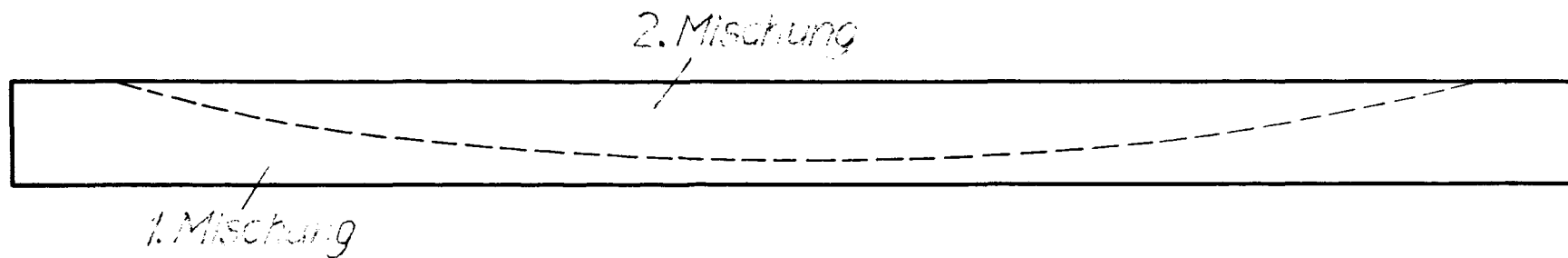


Bild 8 Betonierabschnitte bei der Herstellung der Balken aus
Sahnerbeton bzw. Ziegelsplittbeton)

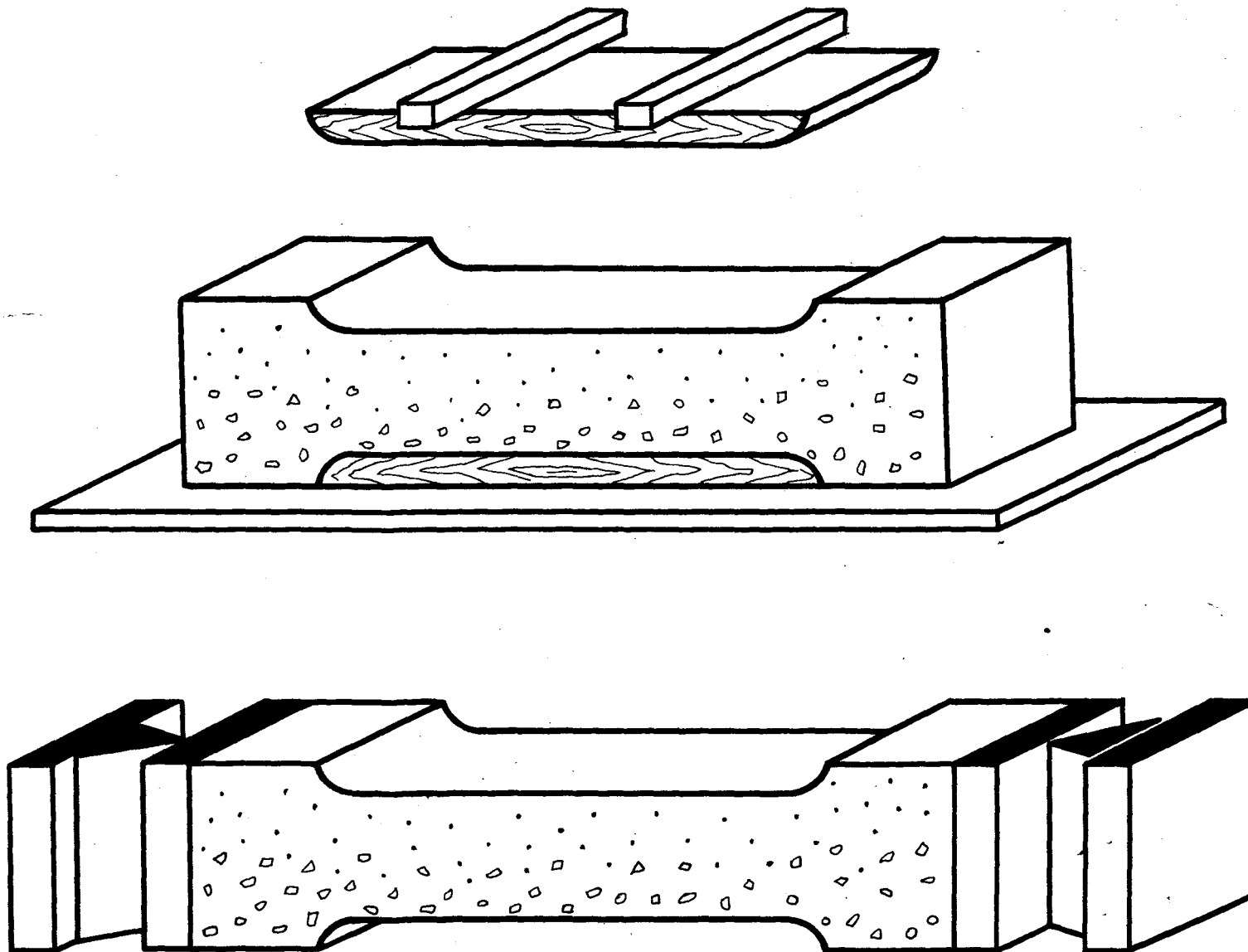


Bild 9 9

**Bei den Prismenversuchen waren die Belastungsschneiden in
Betonierrichtung angeordnet**

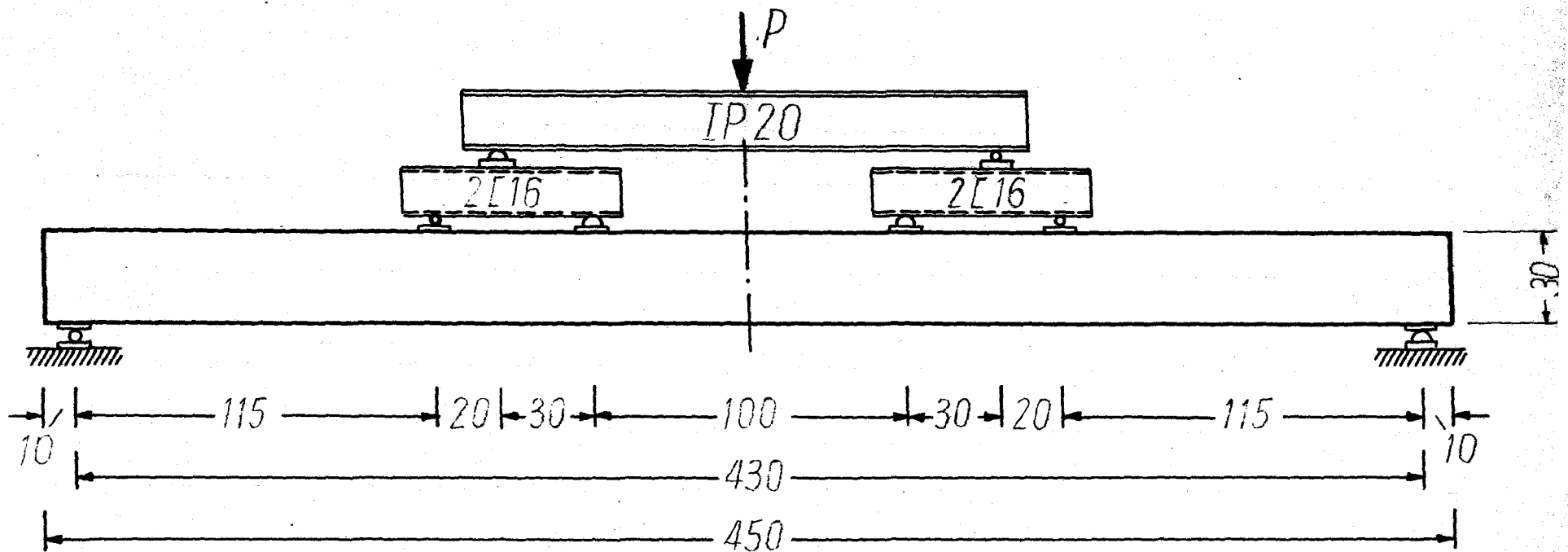


Bild 1a Belastungsvorrichtung für Balken aus Schwerbeton und Riegelplittbeton

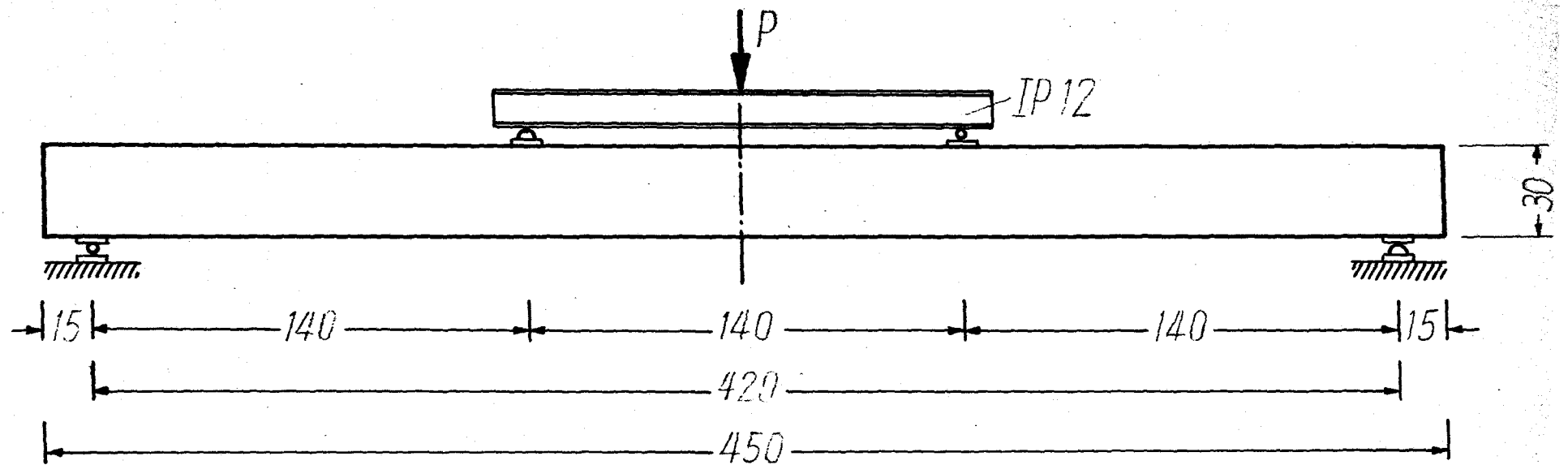


Bild 11 Belastungsverrichtung für Balken aus Gasceton

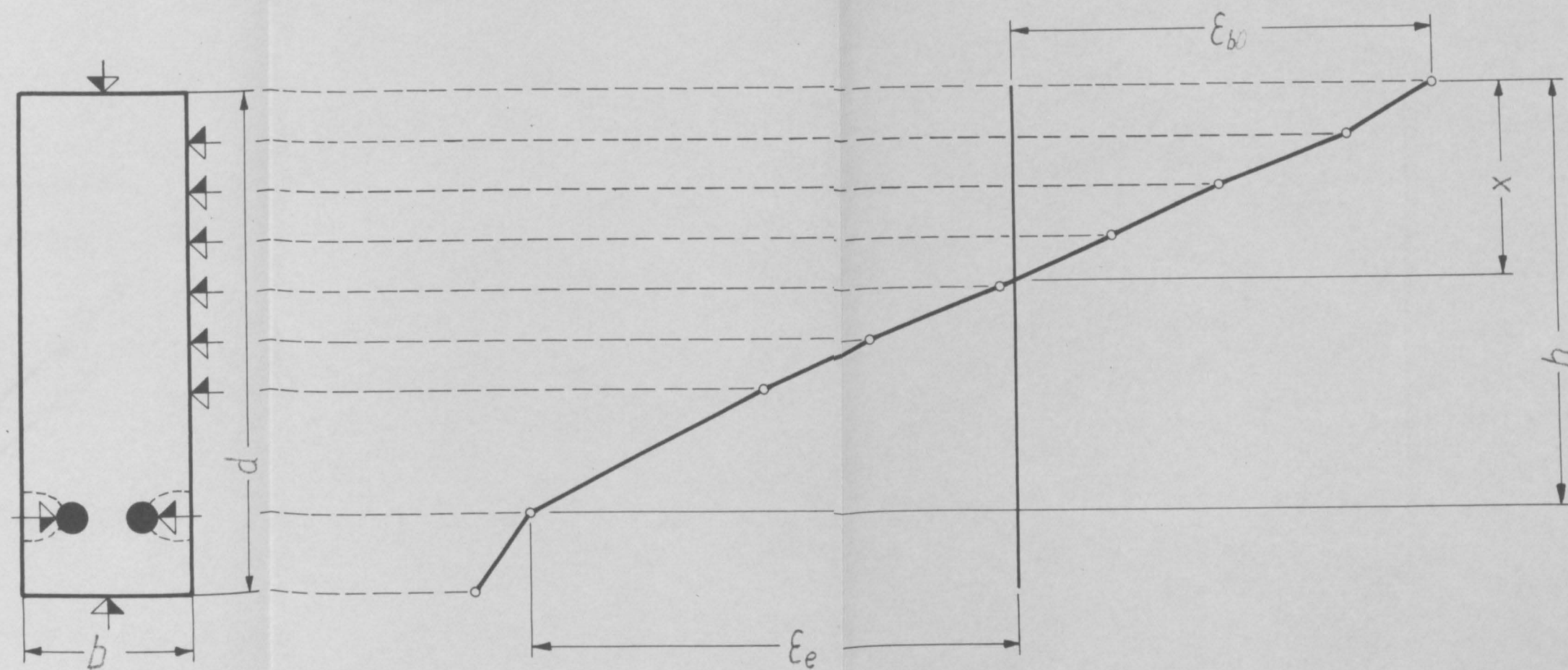


Bild 12a Prinzip der Meßstellenanordnung bei den Balkenversuchen
(Einzelangaben siehe Versuchsprotokolle,
Anhang Tabellen 113 bis 127)

Bild 12b Ermittlung der Nulllinienlage im Balken

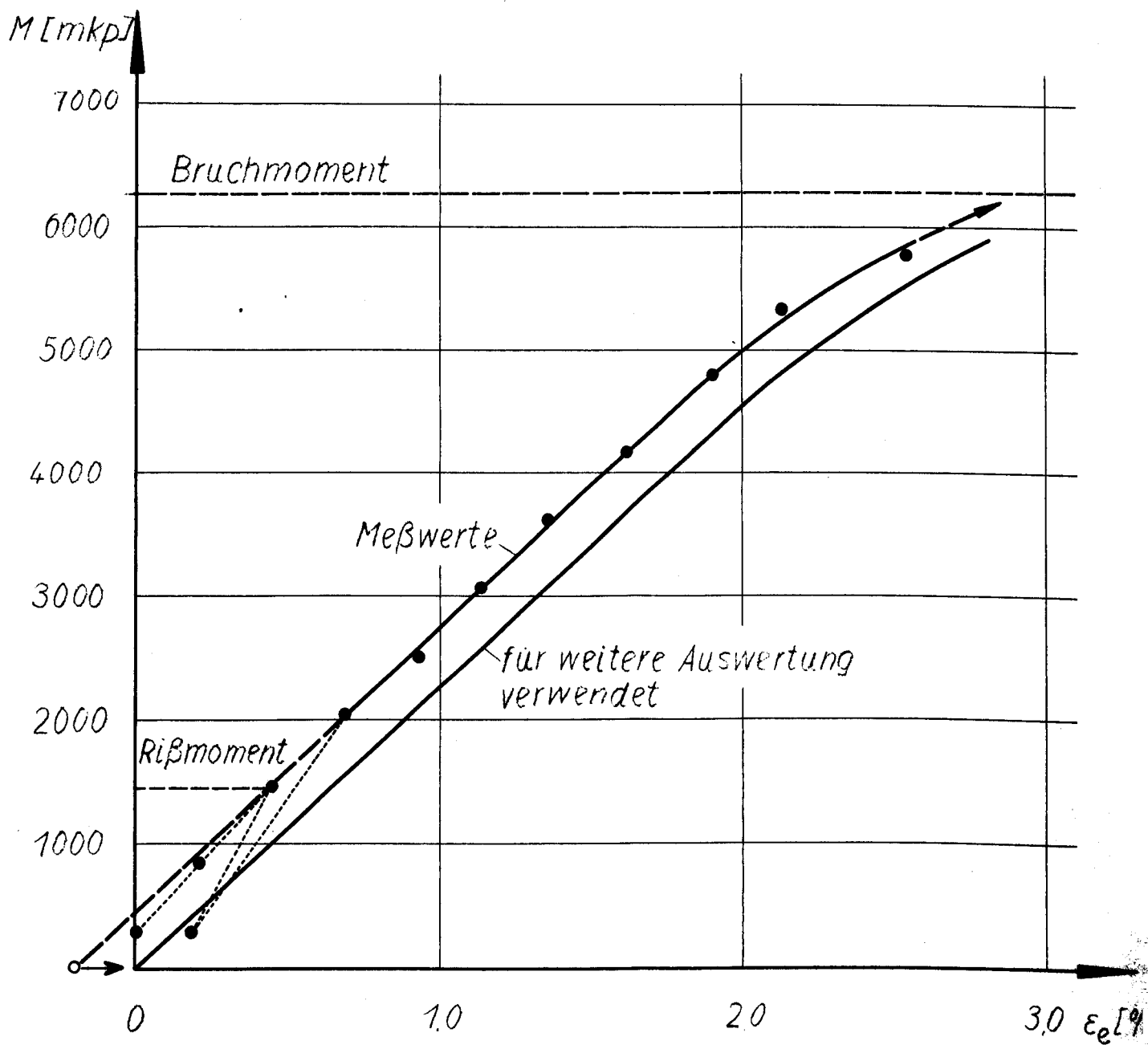


Bild 13 An den ϵ_e -Werten vorgenommene Nullpunktkorrekturen
(Beispiel: Schwerbetonbalken 3/0)

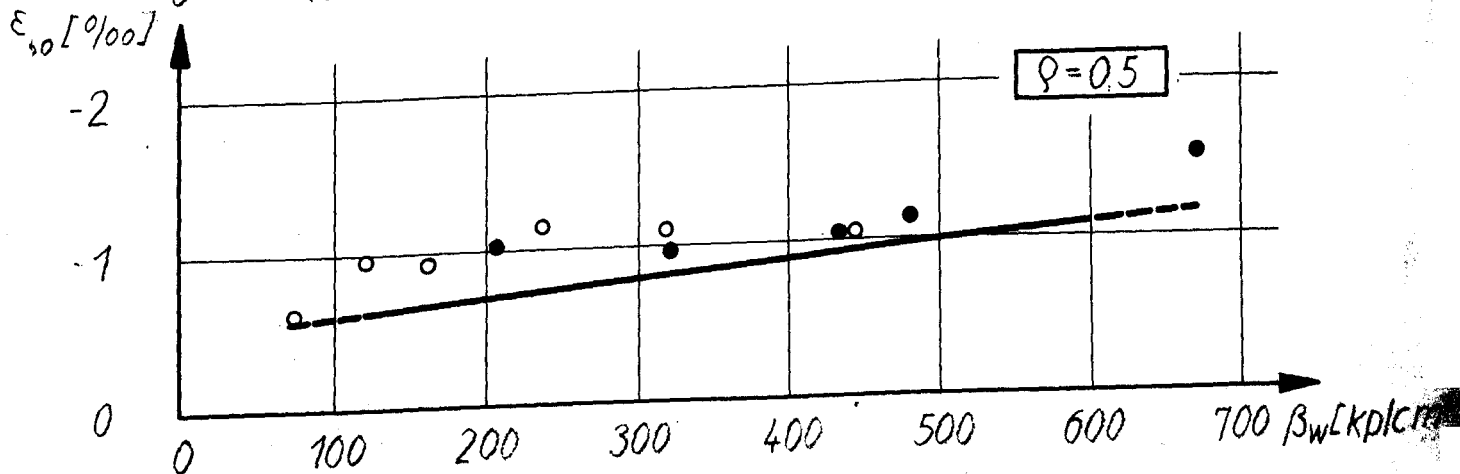
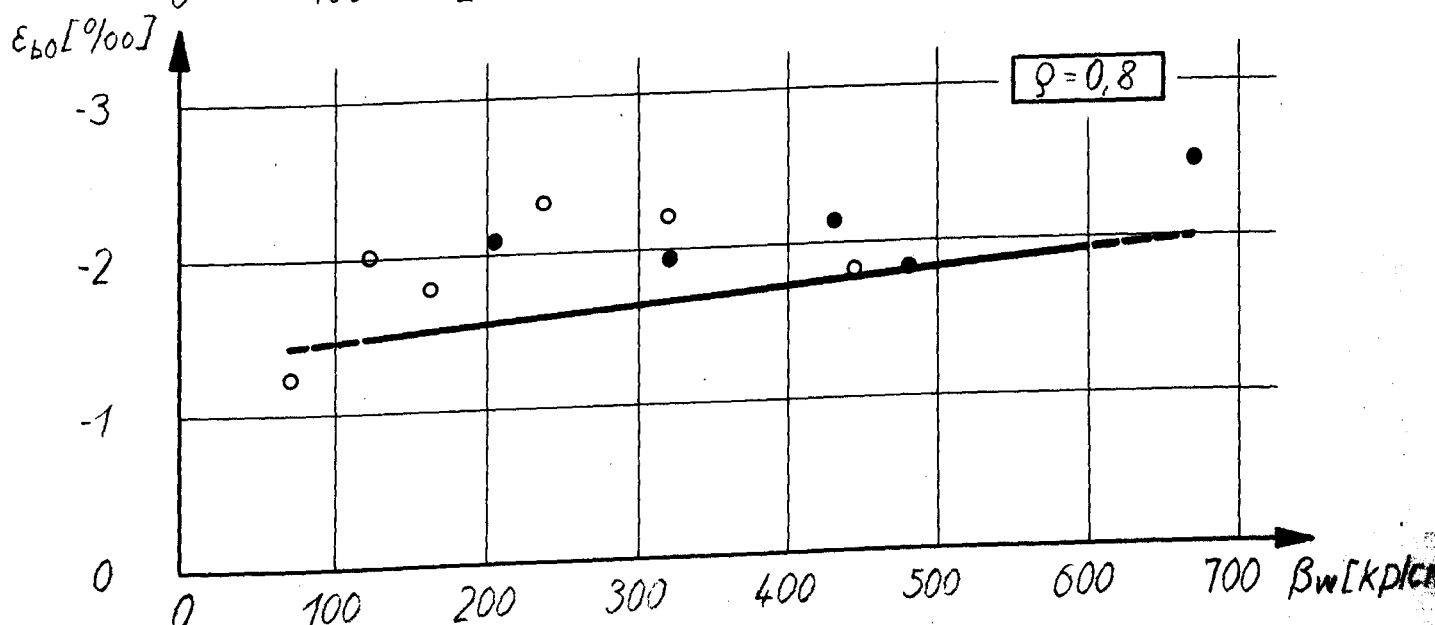
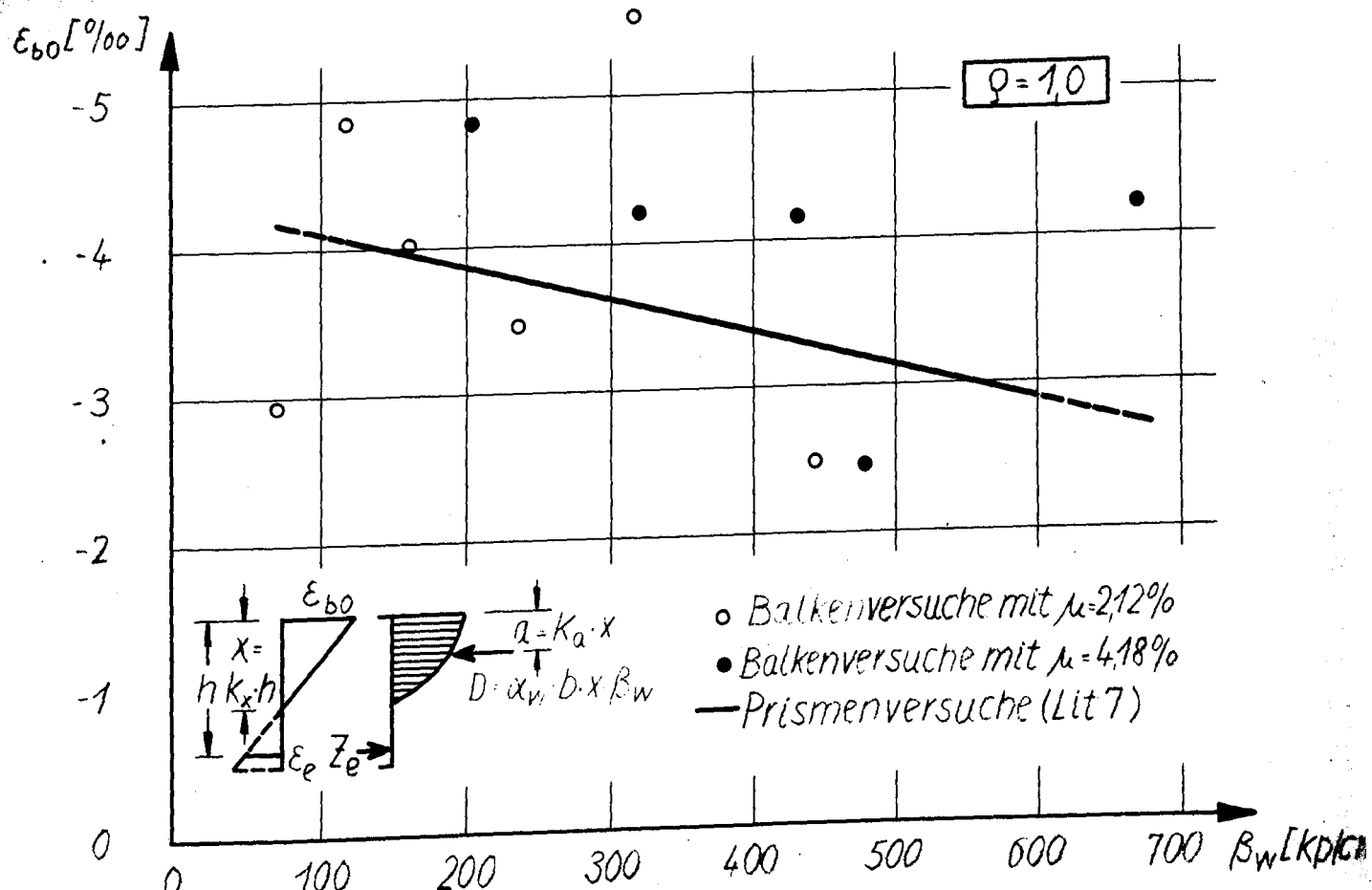
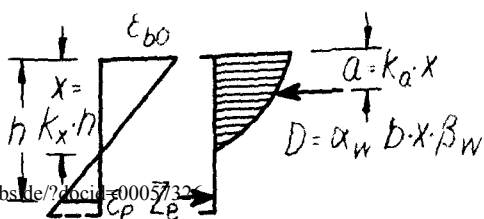
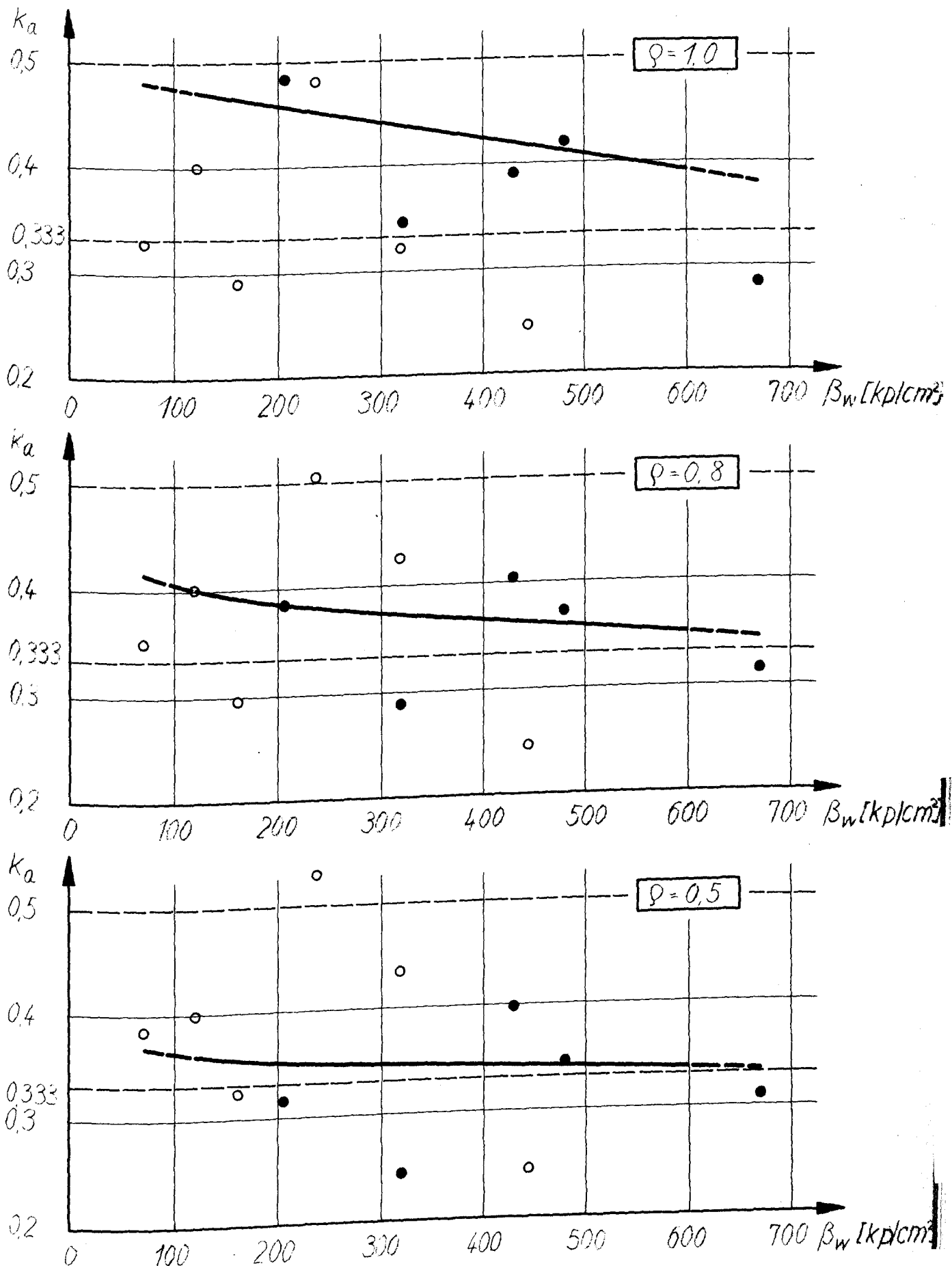


Bild 14 Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Randdehnungen ε_{b0} der Biegedruckzone (Schwerbeton)

Bild 15

Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Kennzahlen k_a für die Lage der Biegedruckkraft (Schwerbeton)



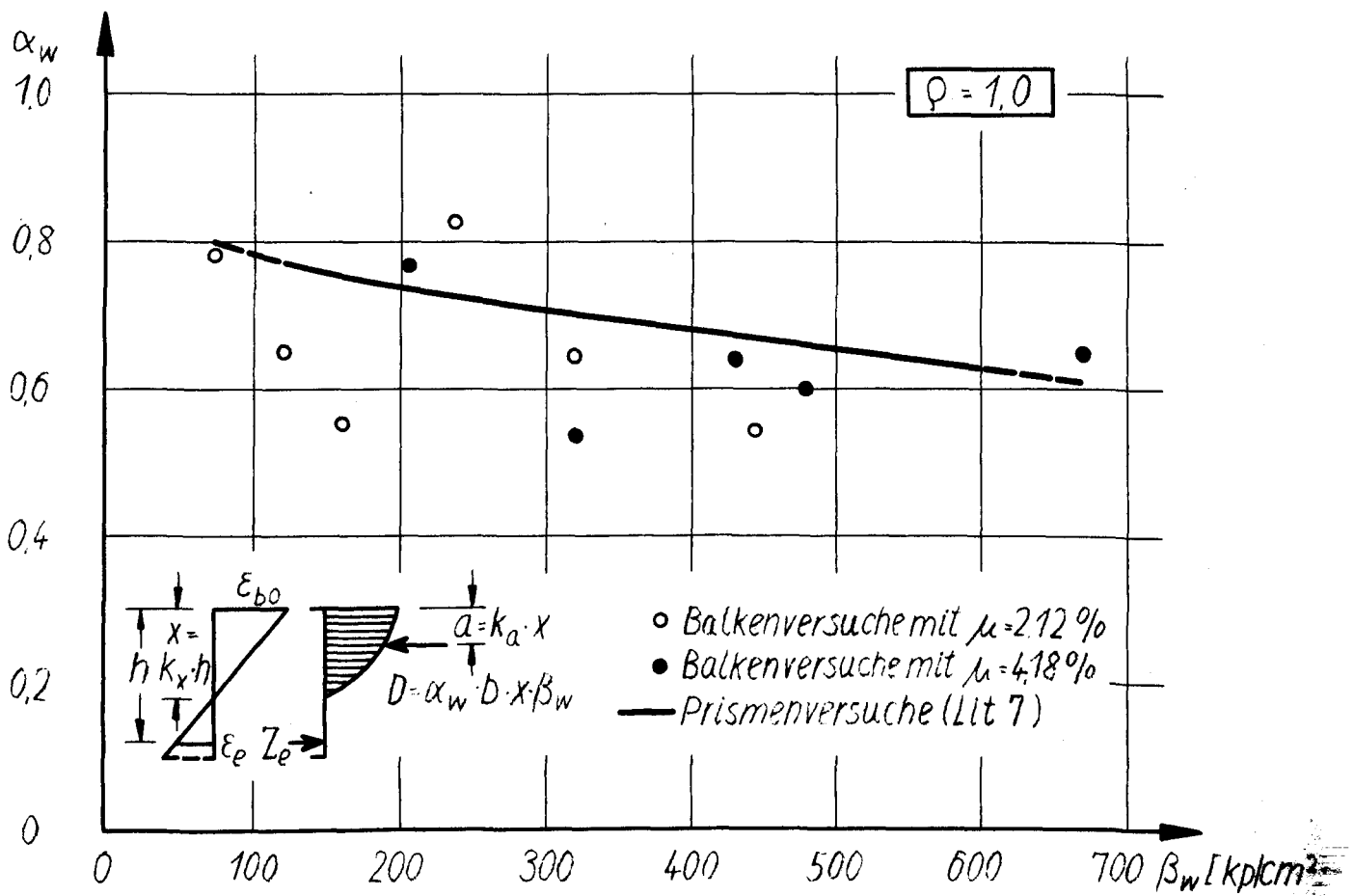


Bild 16 Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Kennzahlen α_w für die Größe der Biegedruckkraft (Schwerbeton, Bruchzustand)

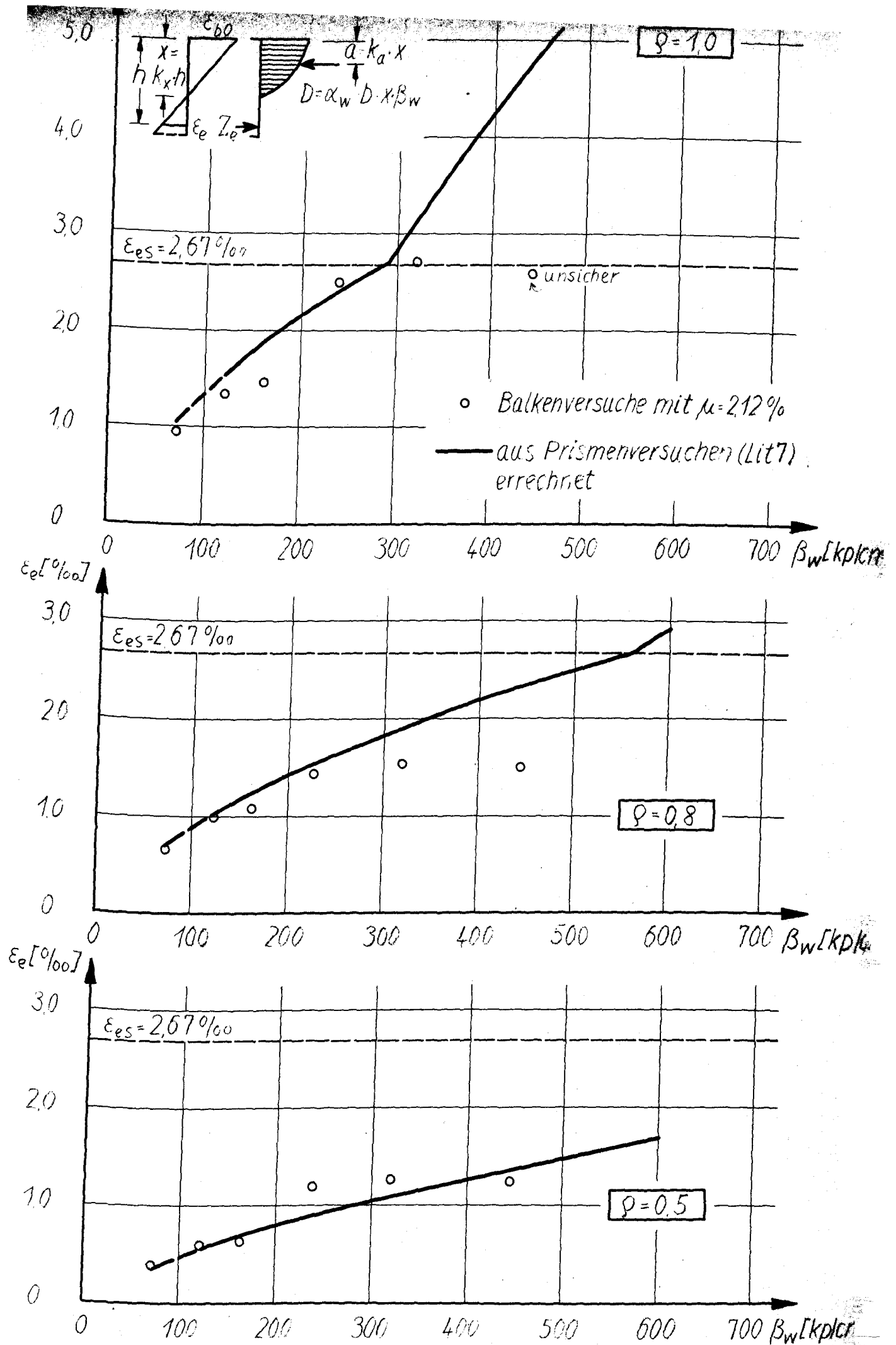


Bild 17-1 Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der an den Balken gemessenen Dehnungen ε_e der Biegebewehrung (Schwerbeton, $\mu = 2.12 ‰$)

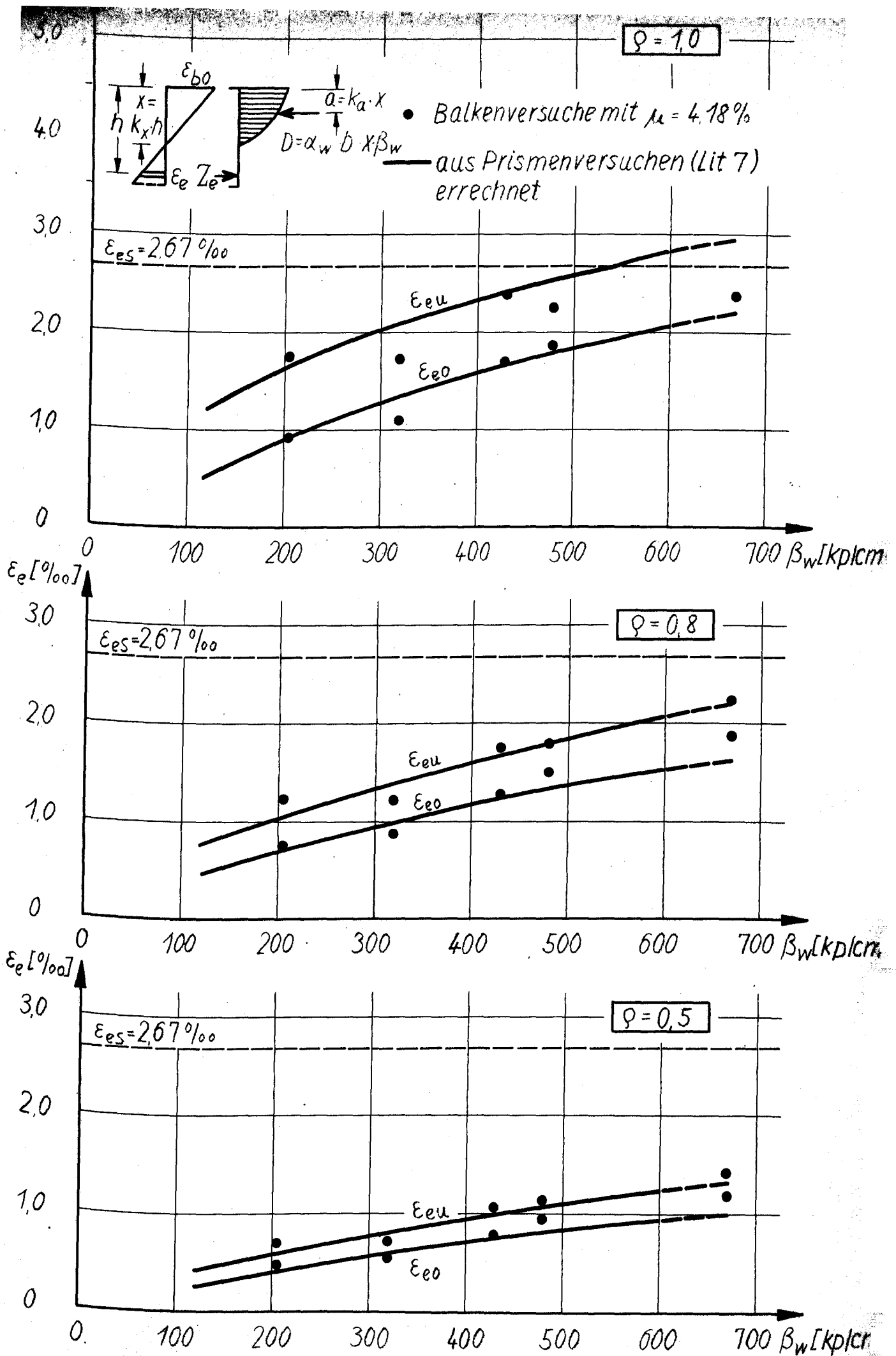
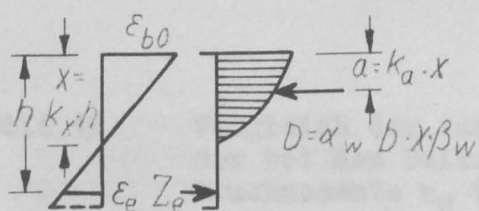
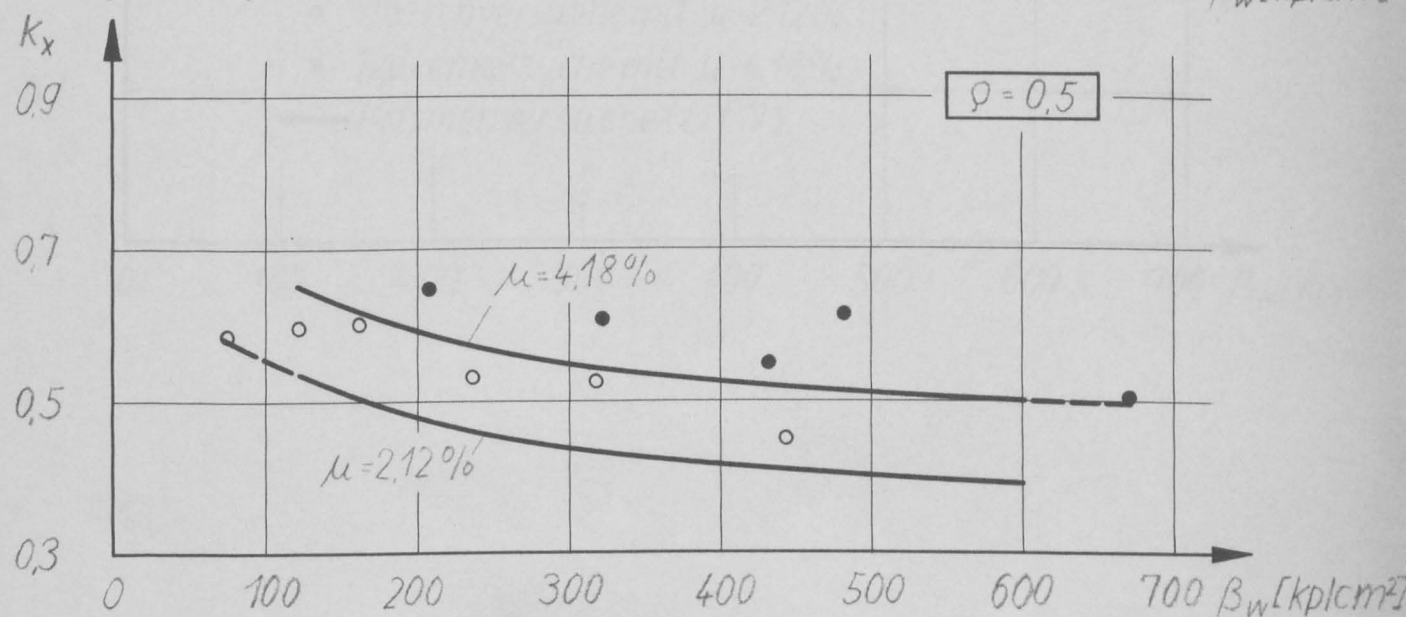
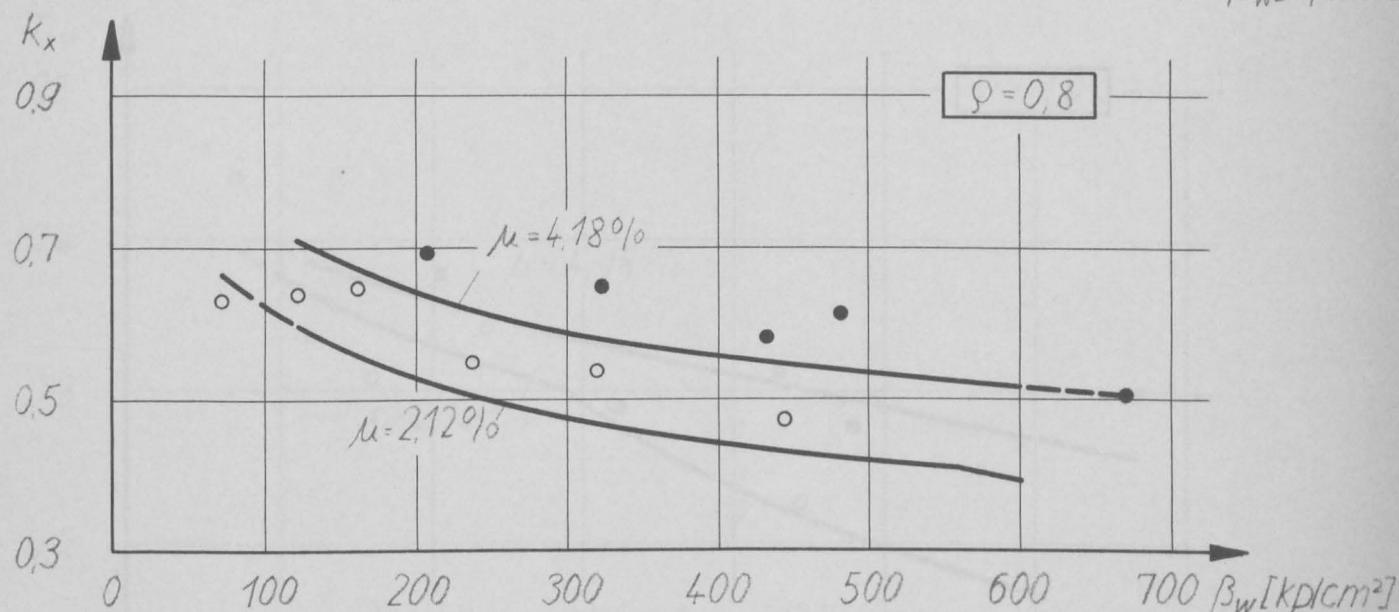
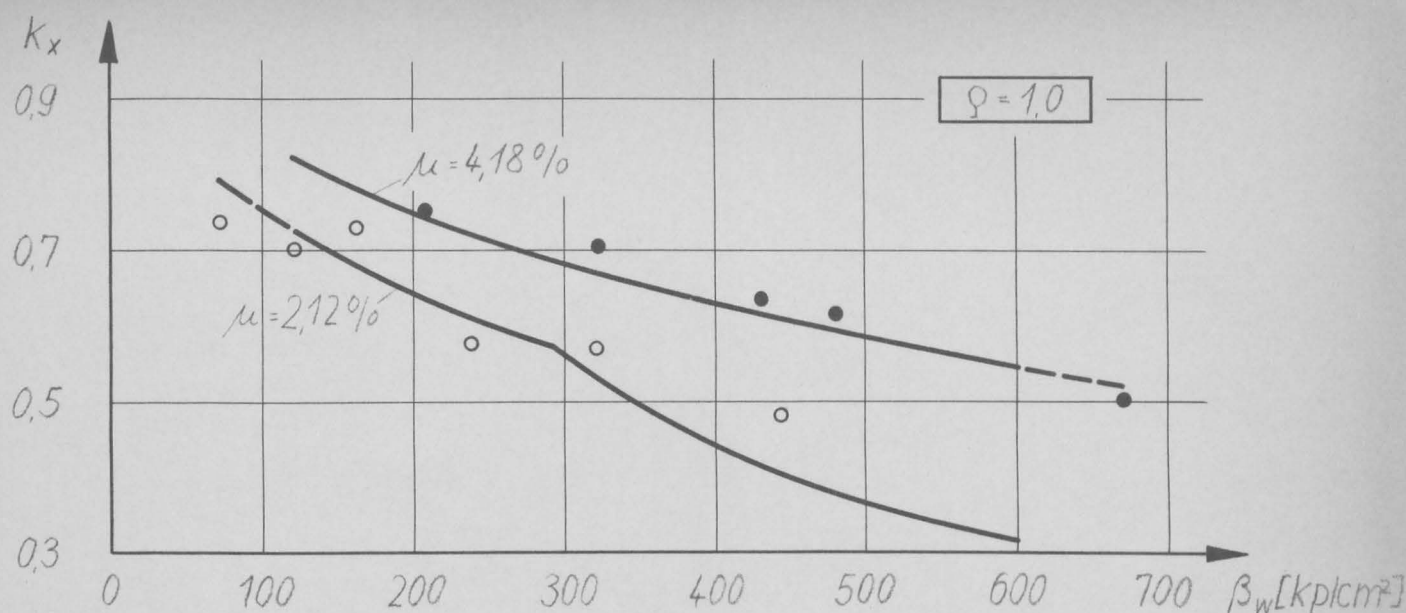


Bild 17-2 Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der an den Balken gemessenen Dehnungen ϵ der Biegebewehrung (Schwerbeton, $\mu = 4,18 \%$)



- Balkenversuche mit $\mu = 2.12\%$
- Balkenversuche mit $\mu = 4.18\%$
- Prismenversuche (Lit 7)

Bild 18 Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der an den Balken gemessenen Werte $k_x = x/h$ (Schwerbeton)

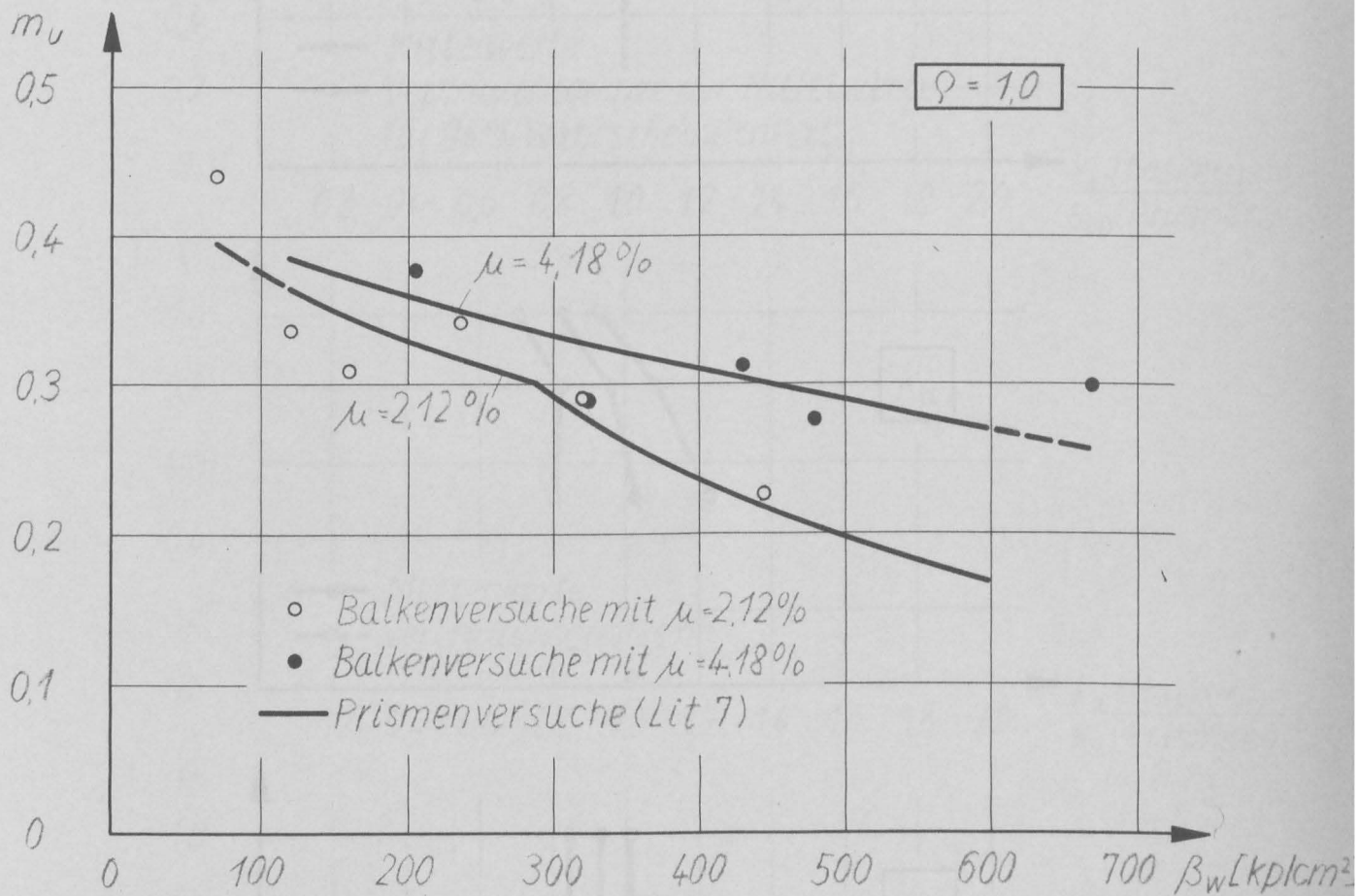


Bild 19 Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der bei den Balkenversuchen erreichten, bezogenen Druckbruchmomente m_u (Schwerbeton)

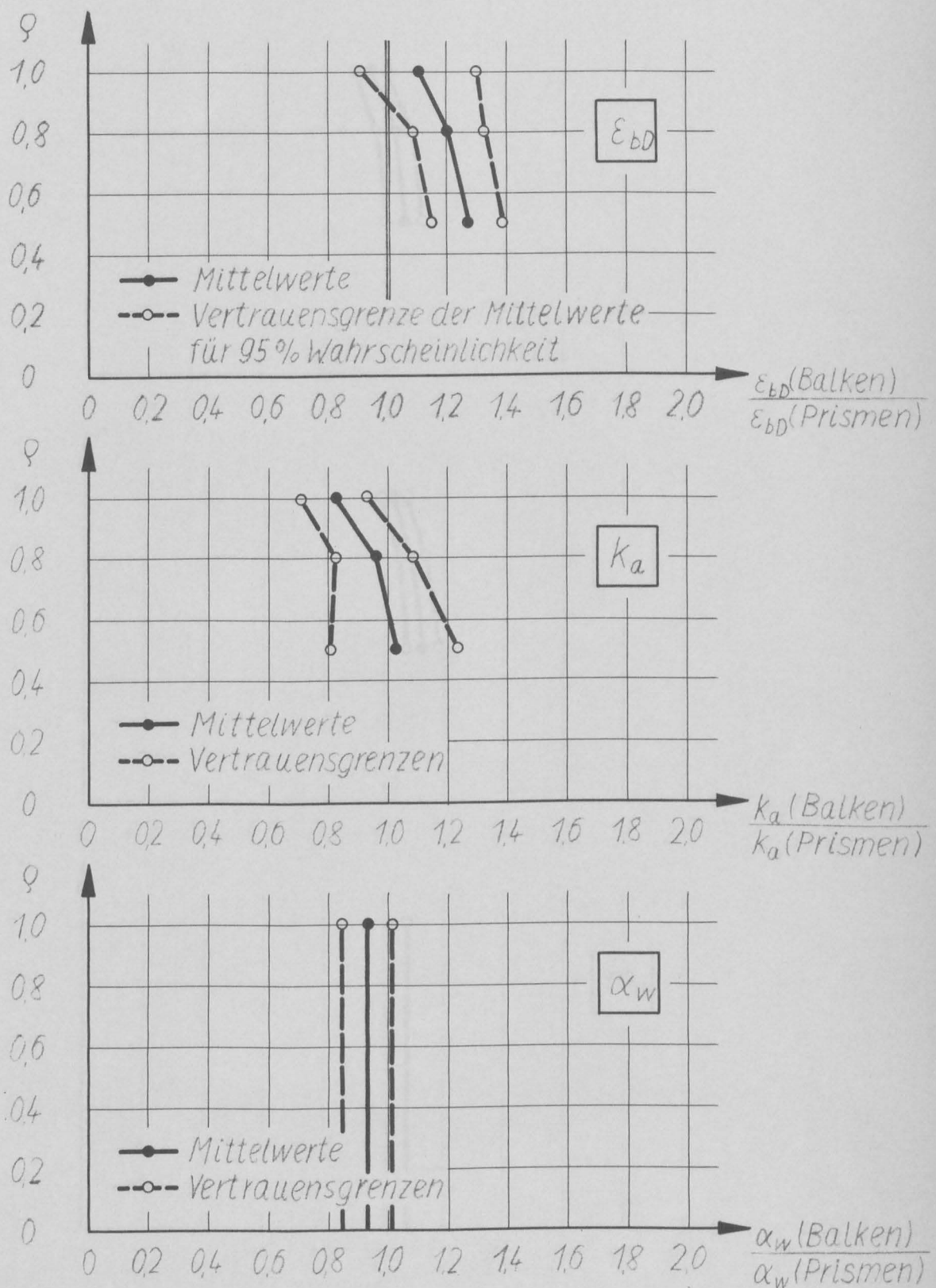


Bild 20-1 Mittlere Verhältnisswerte für die aus den Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Kennzahlen ϵ_{bd} , k_a und α_w der Biegedruckzone (Schwerbeton)

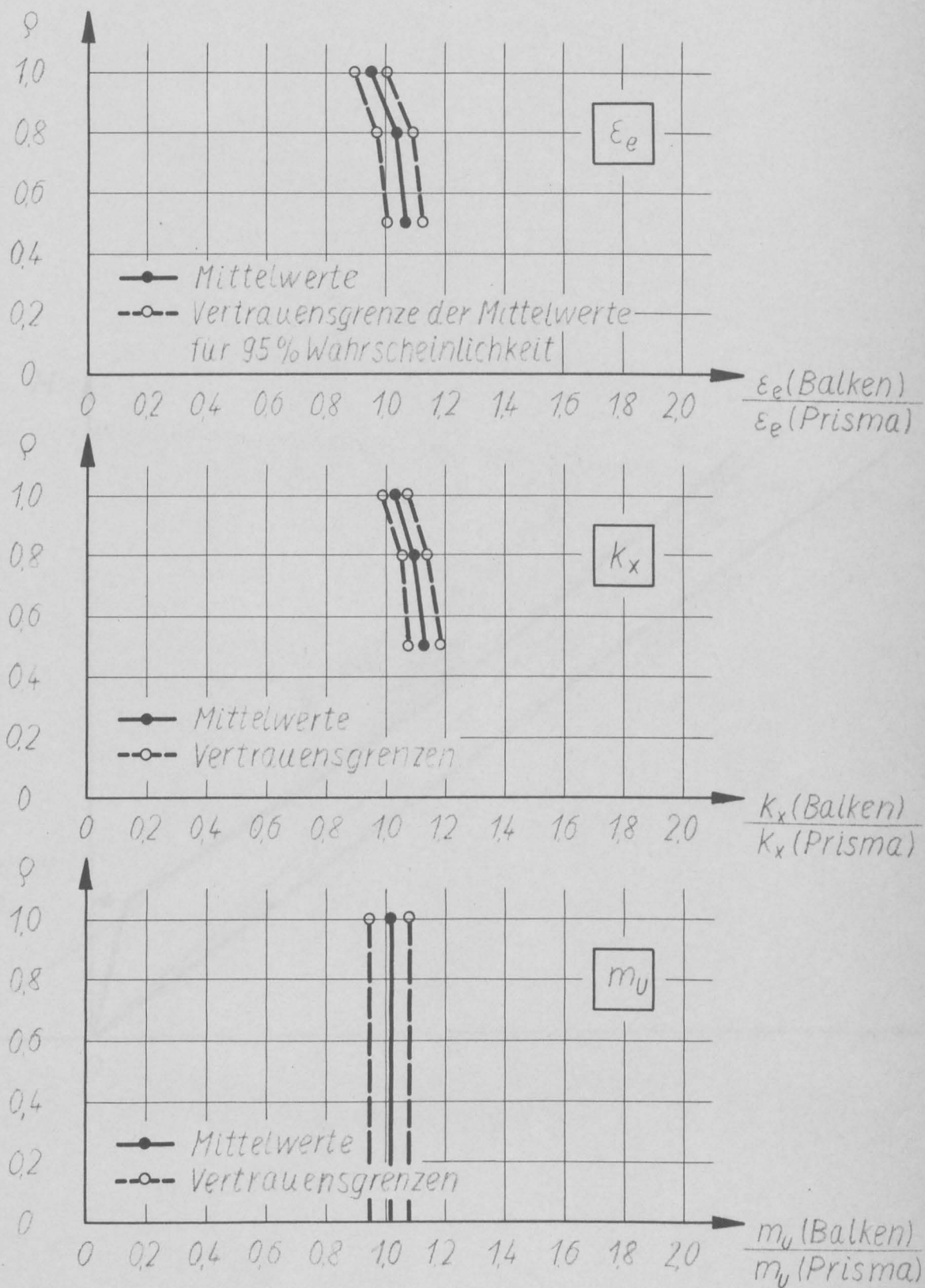
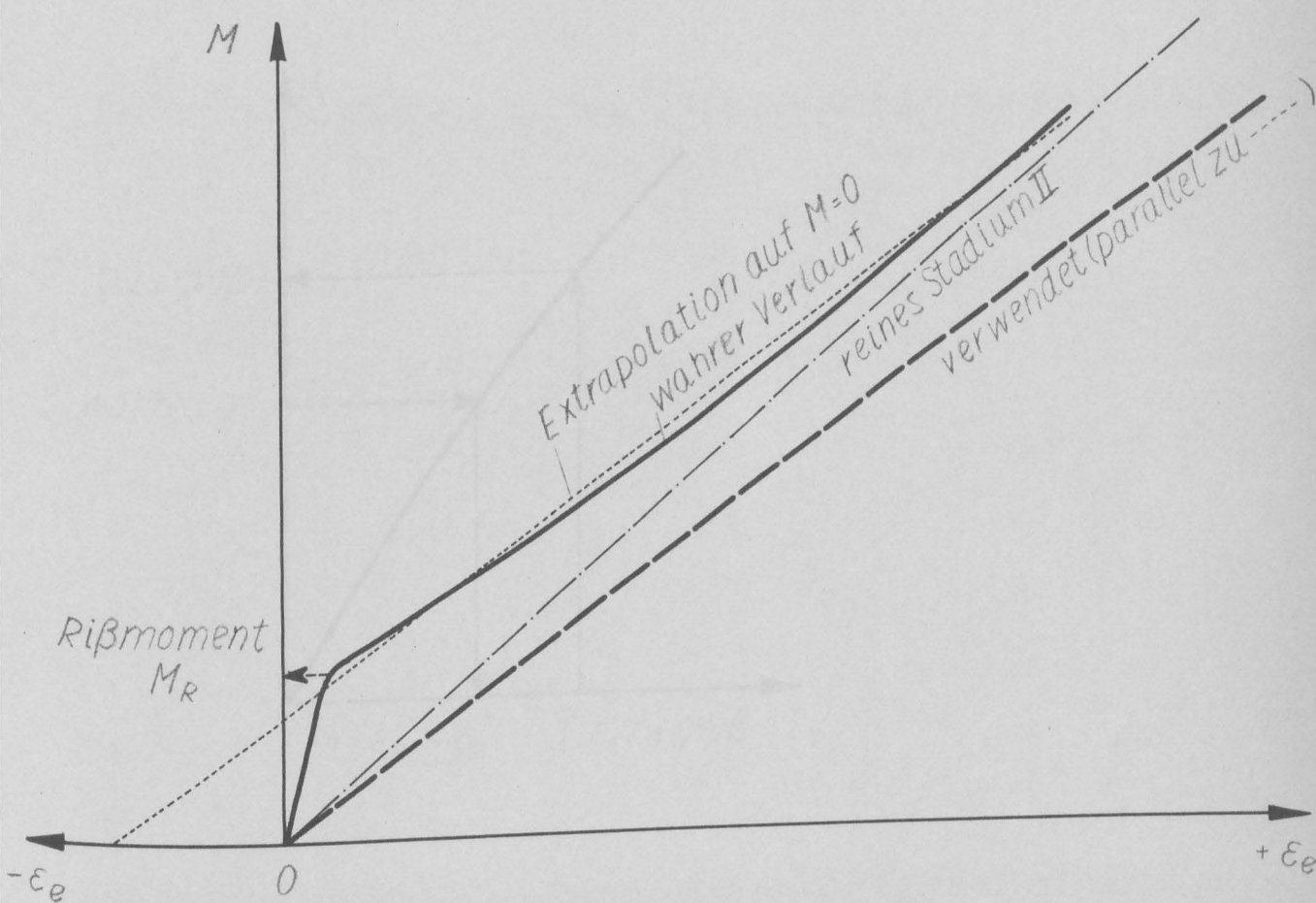


Bild 20-2 Mittlere Verhältnisswerte für die aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Werte ϵ_e , k_x und m_u (Schwerbeton)



nach Lit. , Bild 12 (Schema)

Bild 21 Einfluß der Betonzugzone auf die Beziehung $\epsilon_e = f(M)$ eines
 biegebeanspruchten Stahlbetonbalkens (nach Lit.9, Bild 12,
 ...

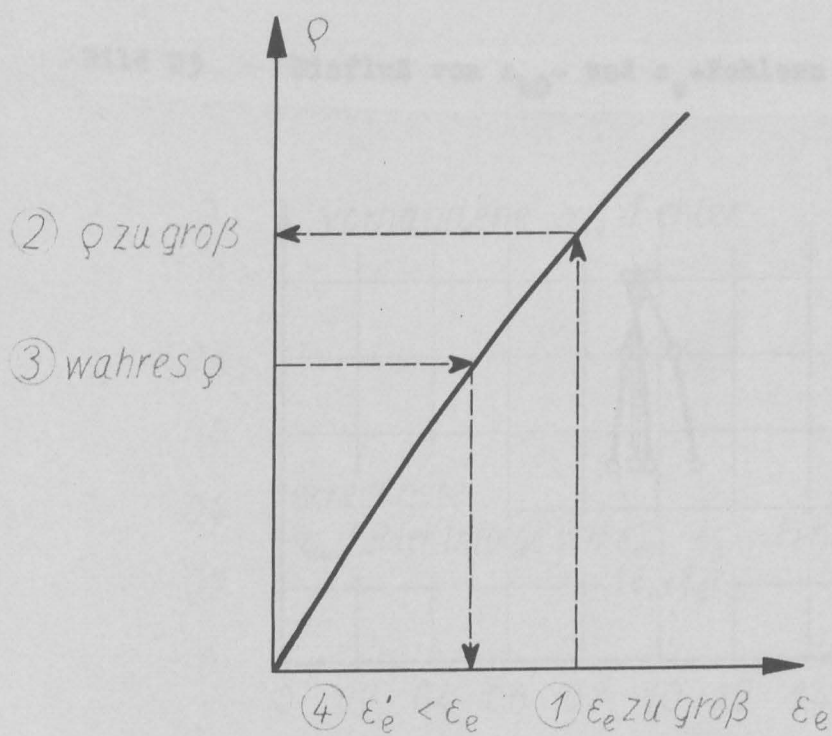


Bild 22 Wechselbeziehung von ε_e - und φ -Fehlern (Prinzipskizze)

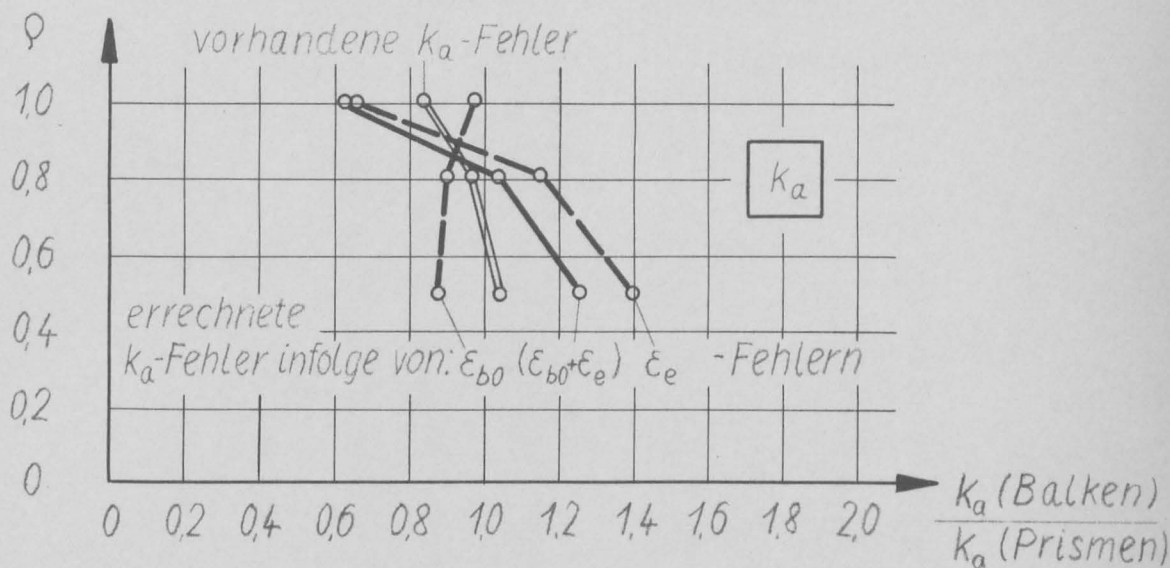


Bild 23 Einfluß von ϵ_{b0} - und ϵ_e -Fehlern auf k_a (Schwerbeton)

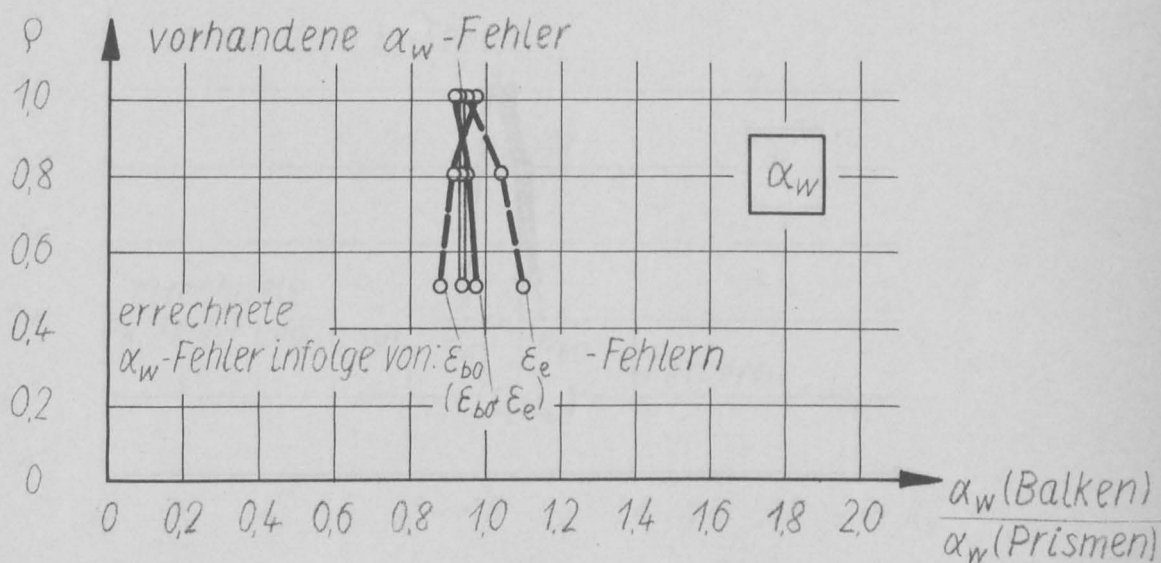


Bild 24 Einfluß von ϵ_{b0} - und ϵ_e -Fehlern auf α_w (Schwerbeton)

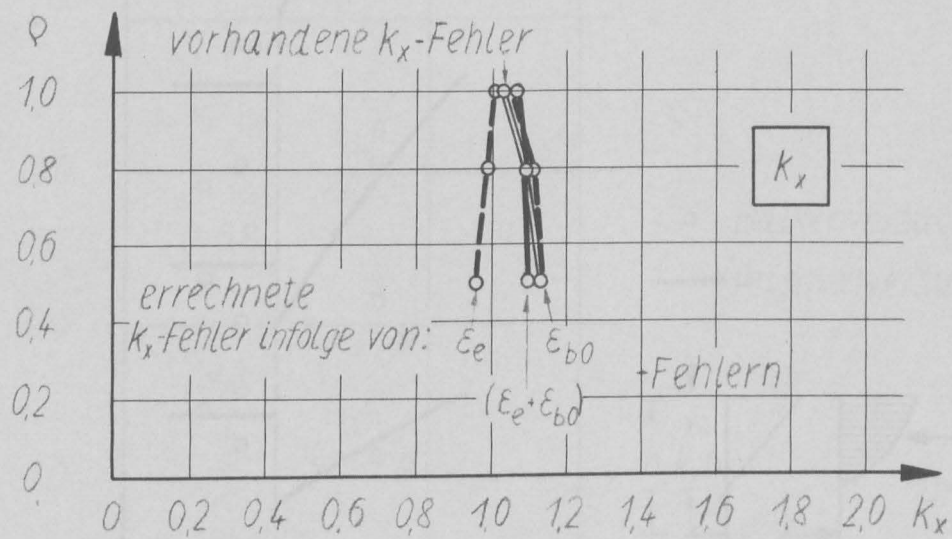


Bild 25 Einfluß von ε_{b0} - und ε_e -Fehlern auf k_x (Schwerbeton)

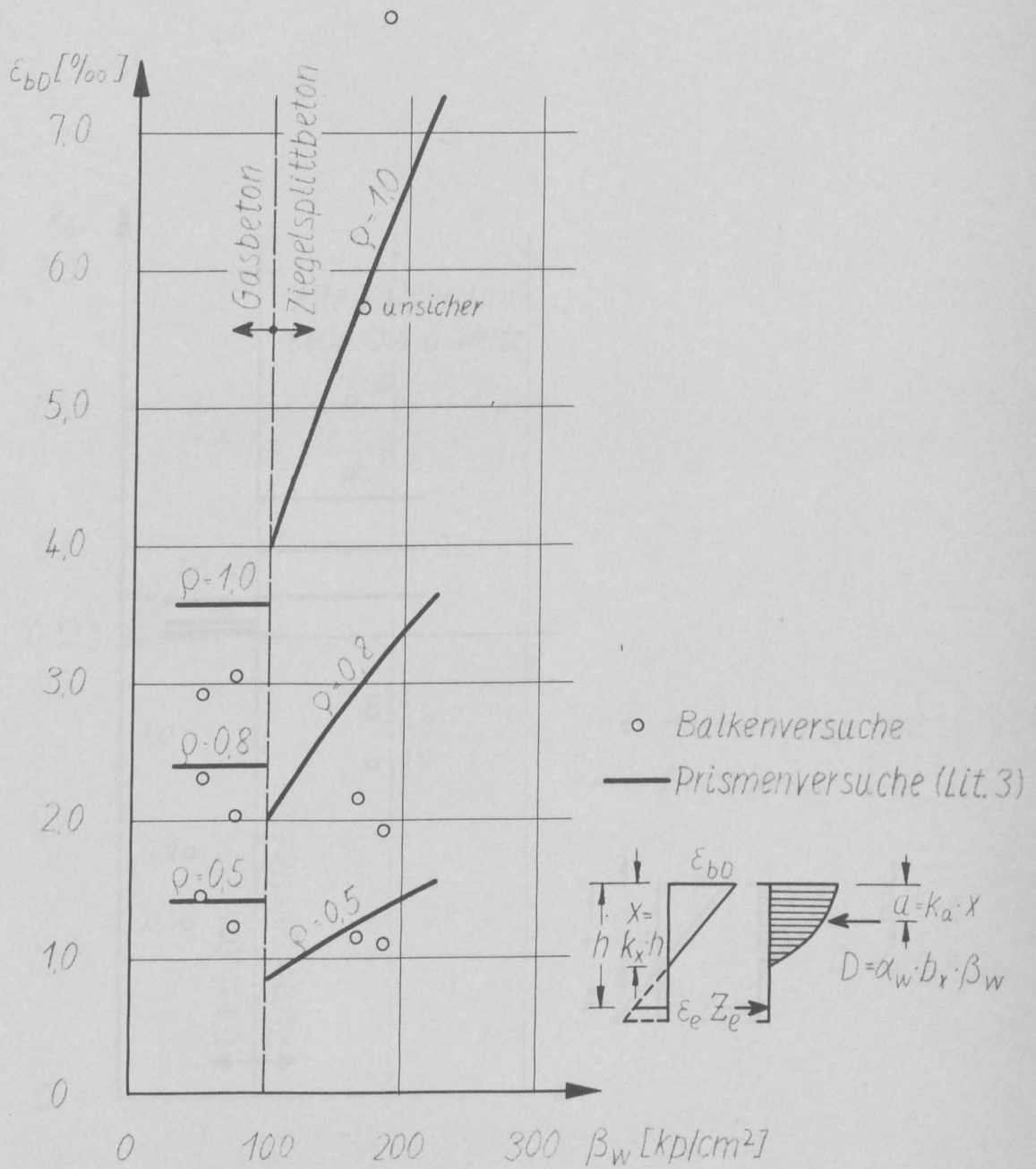


Bild 26 Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Randstauchungen ϵ_{b0} der Biegedruckzone (Leichtbeton)

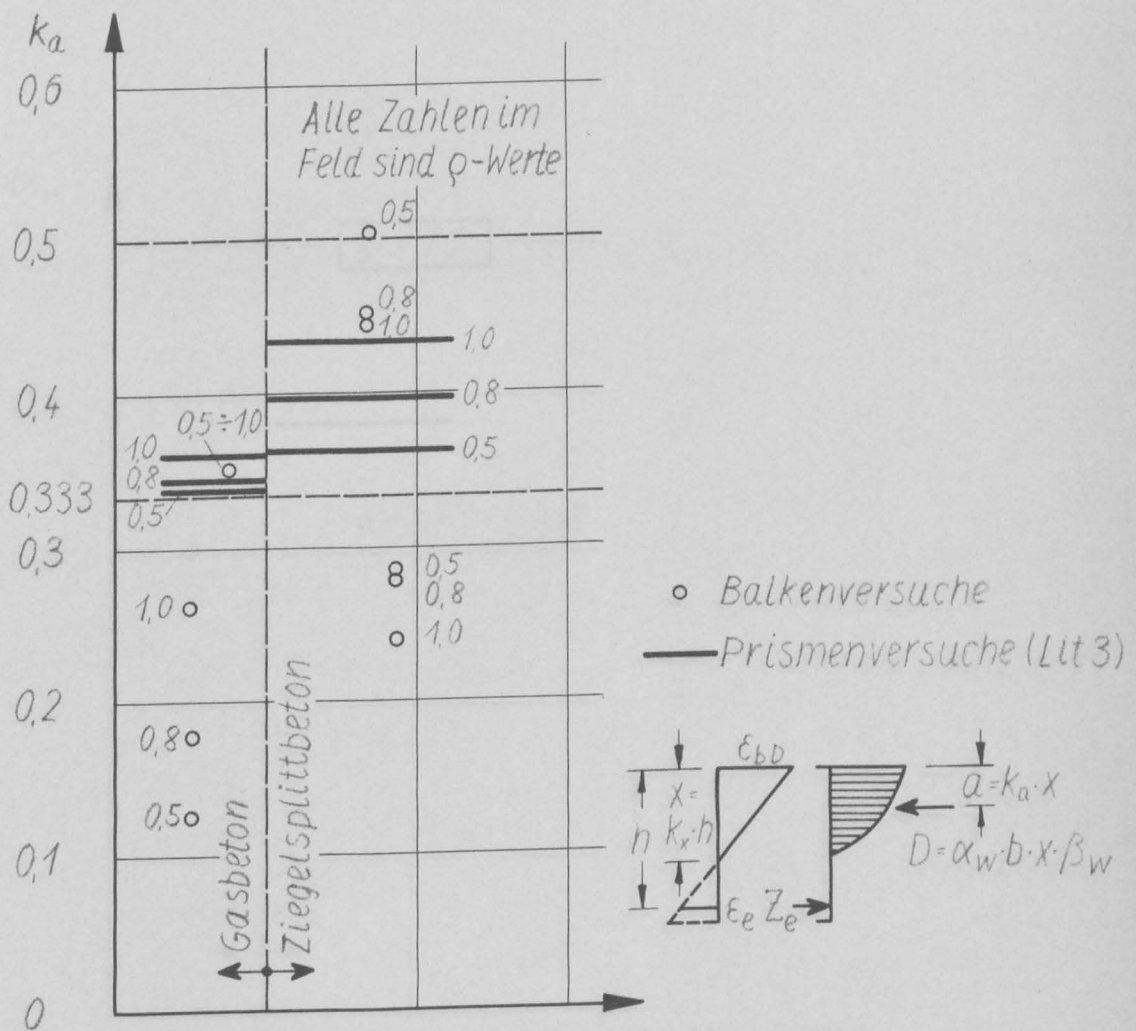


Bild 27 Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Kennzahlen k_a für die Lage der Biegedruckkraft (Leichtbeton)

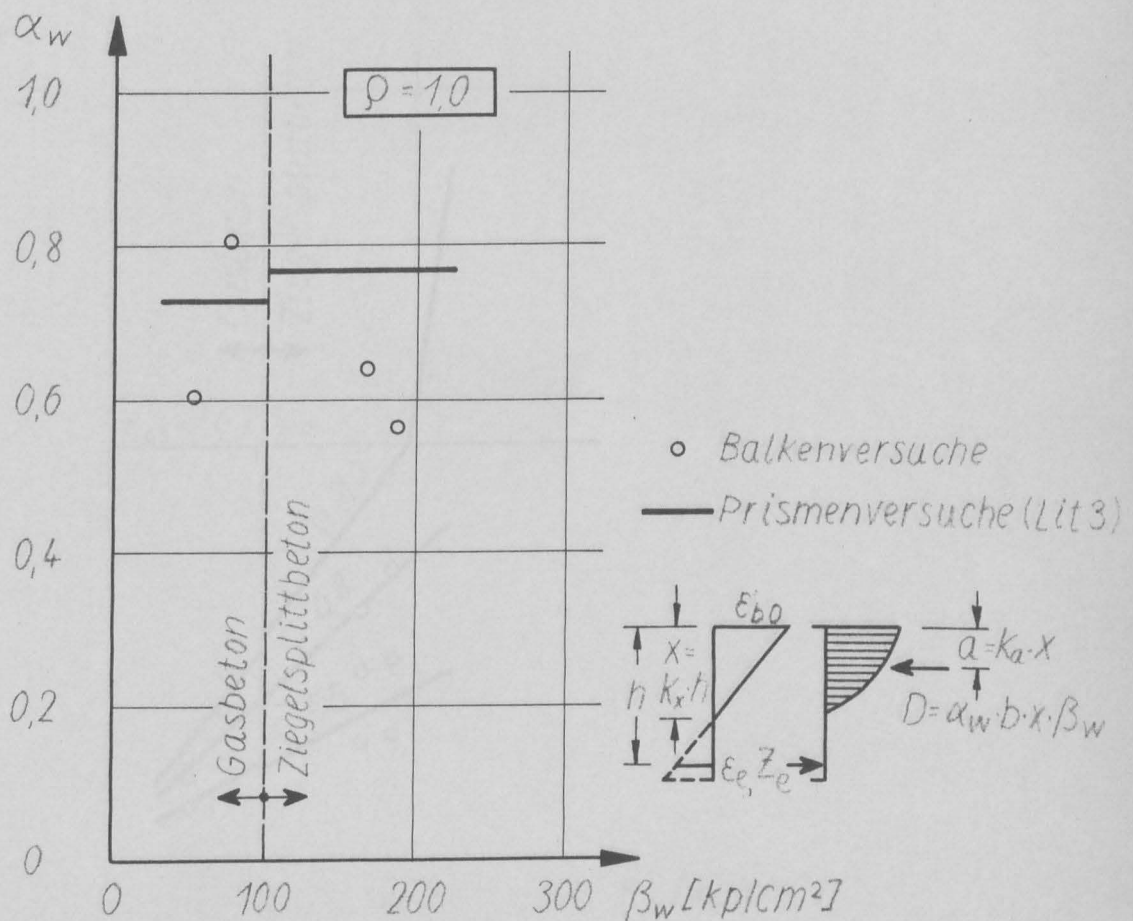


Bild 28 Vergleich der aus Prismen- und Balkenversuchen gewonnenen Kennzahlen α_w für die Größe der Biegedruckkraft (Leichtbeton, Bruchzustand)

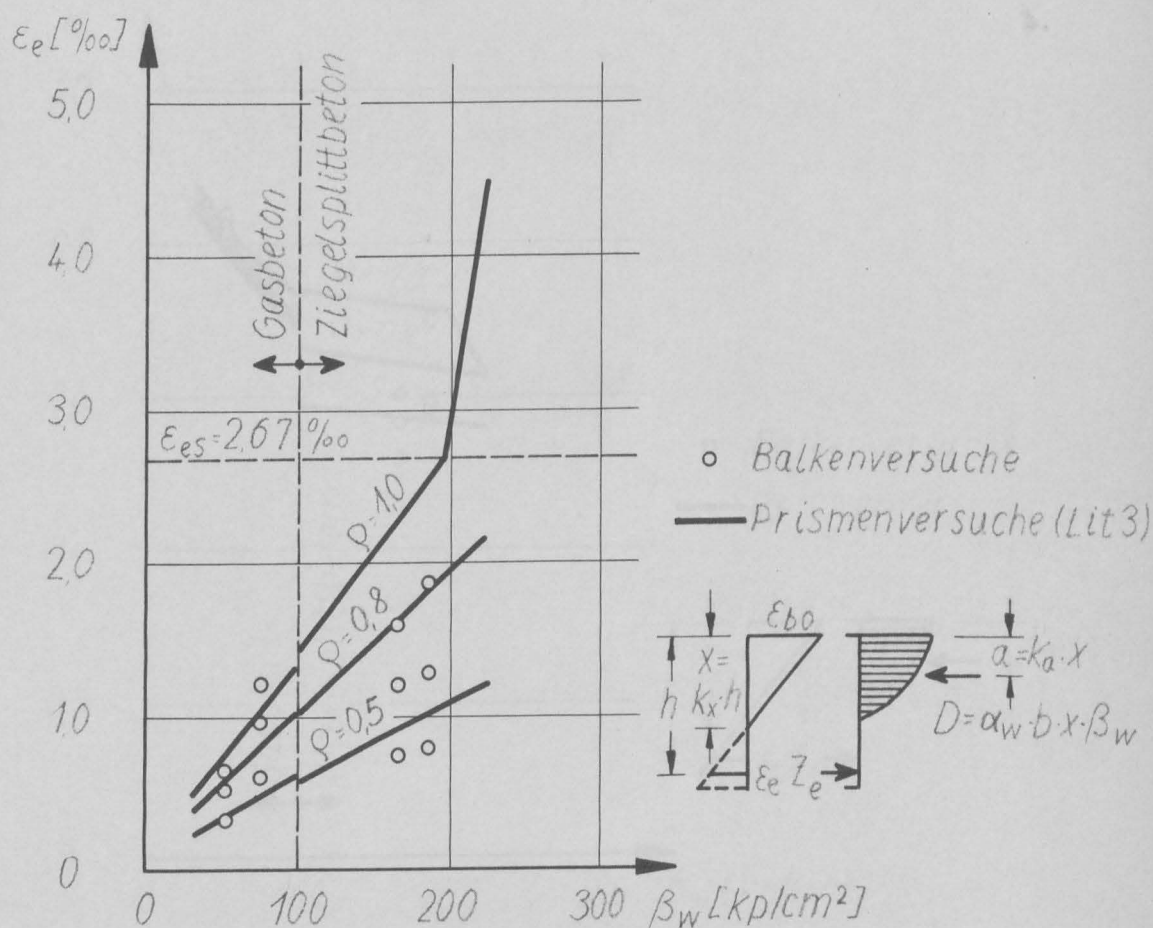


Bild 29 Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der an den Balken gemessenen Dehnungen ϵ_b der Biegezugbewehrung (Leichtbeton)

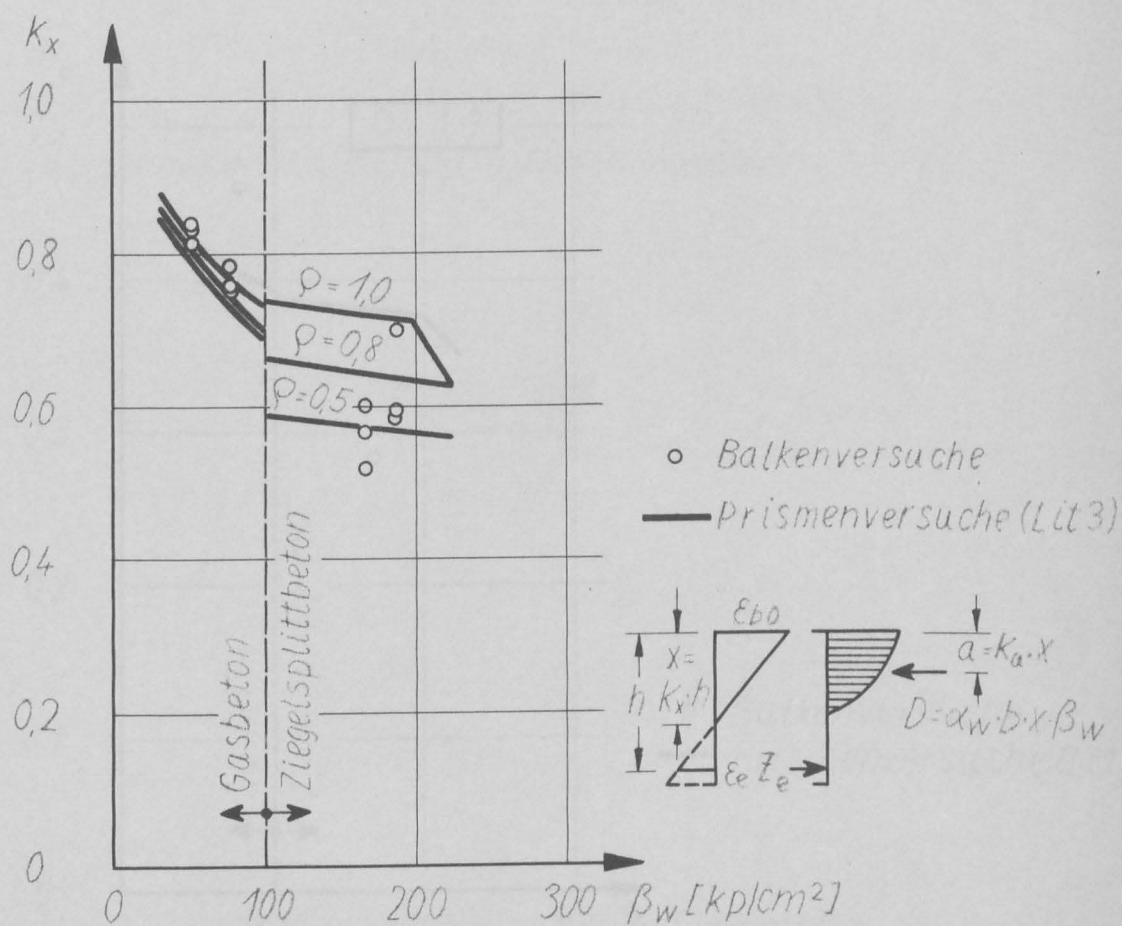


Bild 30 Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der an den Balken gemessenen Werte $k_x = x/h$ (Leichtbeton)

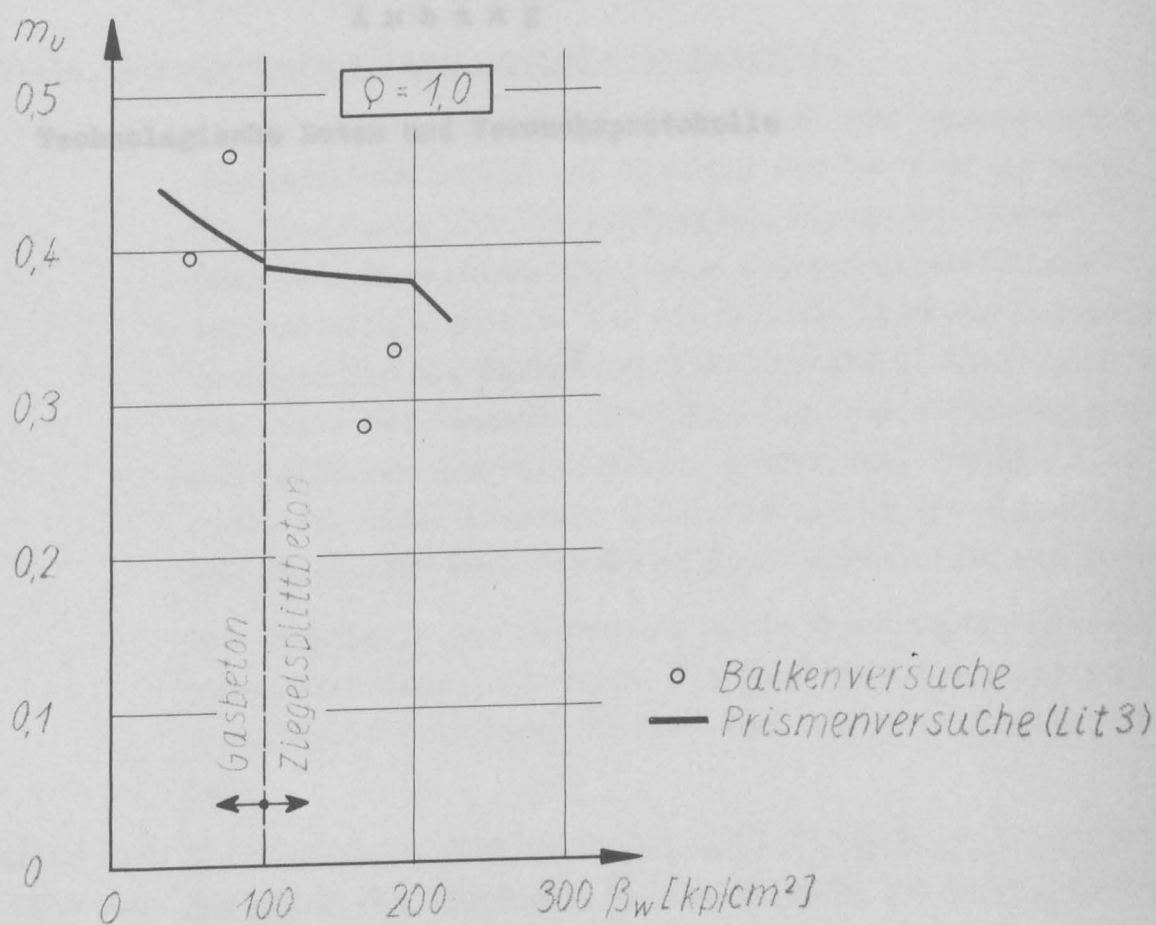


Bild 31

Vergleich der aus den Prismenergebnissen errechneten und der bei den Balkenversuchen erreichten, bezogenen Druckbruchmomente m_v (Leichtbeton)

A n h a n g

Technologische Daten und Versuchsprotokolle

Zu Tabelle 101: Herkunft und Eigenschaften der verwendeten Zemente

Tabelle 101 bringt Angaben über die Zemente, die zur Herstellung des Normalbetons und des Ziegelsplittbetons verwendet wurden. Für die Bindemittel, die im Gasbeton enthalten waren, stehen keine genauen Werte zur Verfügung. Nach Angabe der Firma Hebel, Emmering/Obb., die den Gasbeton herstellte, wurde ein Gemenge aus Portlandzement Z 225 von Schwenk, Mergelstetten, und einem hydraulischen Kalk verwendet. Nach den vorliegenden Erfahrungen kann angenommen werden, daß die 28 Tage-Festigkeit dieses Zementes etwa 350 kp/cm^2 , die Druckfestigkeit des Kalkes etwa 60 kp/cm^2 betrug.

Zu Tabelle 102: Kornaufbau der angelieferten Zuschläge

Die mit L 0-3 bezeichnete Körnung ist ein ungewaschener Quarzsand aus Lohhof bei München, der bei Prüfung nach der "Anweisung für die Prüfung von Mörtel und Beton" (Deutsche Bundesbahn 1947) etwa 6 Gew.% abschlämbbare Bestandteile enthielt. Auf die gesamte Mischung bezogen, betrugen die abschlämbbaren Bestandteile maximal 1,5 Gew.%. Die mit G bezeichneten Zuschläge sind gewaschene Kalksande und Kalkkiese der Firma Glück, Gräfelfing. Der Ziegelsplitt wurde von einer Münchner Trümmerverwertungsgesellschaft geliefert. Die Verunreinigung durch Mörtelreste war gering.

Die Reinwichte der Natursande wurde durch Bestimmung der Wasserverdrängung gemessen. Die Rohwichte der einzelnen Ziegelsplittfraktionen bezieht sich auf lose geschüttetes Gut.

Zu Tabelle 103: Sieblinien der Zuschläge für die verwendeten Schwerbetone

u. Tabelle 104: Sieblinie der Zuschläge für den verwendeten Ziegelsplittbeton

Die Sieblinien wurden aus den in Tabelle 102 beschriebenen Fraktionen aufgebaut (vgl. auch Tabelle 106).

Zu Tabelle 105: Sieblinie der Zuschläge für den Gasbeton

Die Angaben über die Kornzusammensetzung der Zuschläge für den Gasbeton stammen vom Herstellerwerk. Das Ausgangsmaterial hierfür wurde in einem betriebseigenen schwach lehmigen Quarzsandvorkommen gewonnen. Es wurde im Werk getrocknet und in Mühlen aufbereitet.

Zu Tabelle 106: Betonzusammensetzung und Frischbetoneigenschaften

Angaben über die mengenmäßige Zusammensetzung des Gasbetons stehen nicht zur Verfügung. Der Gasbeton enthielt außer den vorstehend beschriebenen Zuschlägen und Bindemitteln als Treibmittel Aluminiumpulver. Die unterschiedlichen Festigkeiten und Raungewichte wurden nur durch die Dosierung des Treibmittels gesteuert.

Zu Tabelle 107: Festigkeitseigenschaften, E-Modulwerte und Rohwichten der geprüften Betone

- Bild 108: Schematische Darstellung des Belastungsvorganges und der zur Bestimmung des E-Moduls und der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons durchgeführten Messungen
- Bild 109: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungs-Linien für die verwendeten Schwerbetone (nach Lit.1, Bild 14)
- Bild 110: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungs-Linie für den verwendeten Ziegelsplittbeton (nach Lit.4, Bild 25)
- Bild 111: Mittelwerte der Spannungs-Dehnungs-Linien für die verwendeten Gasbetone (nach Lit.4, Bild 24)

Die in Tabelle 107 angegebenen Zahlenwerte wurden an 20- bzw. 15 cm-Würfeln, an Prismen 15/15/60 cm und Biegedruckprismen 10/15/60 cm nach Bild 1 sowie an Biegezugkörpern 10/15/70 cm bestimmt.

Diese Prüfkörper wurden, soweit sie aus Schwerbeton und Ziegelsplittbeton bestanden, im Labor des MPA unter Verwendung von Stahlschalungen hergestellt. Im Falle der Biegedruckprismen wurden die Einschnürungen durch entsprechend geformte, mit Öl getränkte Holzeinlagen erreicht (vgl. Lit.1). Alle Prüfkörper wurden, wie erwähnt, gemeinsam mit den Balken bzw. den Biegedruckprismen hergestellt,

über die in Lit.1 und 4 berichtet ist. Soweit eine Betonmischung nicht für sämtliche Prüfkörper einer Betonqualität ausreichte, wurden mehrere Mischungen unmittelbar nacheinander angefertigt, um eine möglichst weitgehende Übereinstimmung der Betoneigenschaften zu erreichen. Für die Verdichtung des Frischbetons und die Lagerung der Prüfkörper gelten die Angaben in Abschnitt 3.1 des Hauptteils.

Die für technologische Ergänzungsversuche benötigten Probekörper aus Gasbeton wurden wie die Gasbetonbalken aus einem großen Block nach Beendigung des Treibvorganges, aber vor Ende des Abbindens herausgeschnitten. Ihre Nachbehandlung erfolgte ebenfalls gemäß Abschnitt 3.1 des Hauptteils.

Die Würfel wurden zur Prüfung durch Abschleifen auf einer ebenen Stahlplatte unter Zugabe von feinem Schmirgel vorbereitet, die Endflächen der Prismen 15/15/60 cm und 10/15/60 cm mit einer etwa 1 mm dicken Gipsschicht abgeglichen.

Die Belastung der Würfel erfolgte normengemäß nach DIN 1048.

Die in Tabelle 107 angegebenen Vertrauensgrenzen der mittleren Würfelfestigkeiten gelten für eine statistische Wahrscheinlichkeit von $P = 95 \%$.

Die Belastung der Prismen geschah bei den niederen Betongüten in einer 60 t-Pressen mit Pendelmanometer, bei den Körpern aus hochfestem Beton in einer 300 t-Pressen mit hydraulischem Manometer. Die Zentrierung der Last wurde in der 60 t-Pressen unten mit einer Schneide und oben mit einer Kreuzschneide, in der 300 t-Pressen durch eine Kugelkalotte erreicht.

Die Längsverformungen der Prismen wurden auf den 4 Seiten der Prüfkörper über eine Meßlänge von 30 cm mit fest angebrachten Setzdehnungsmessern beobachtet. Diese bestanden aus normalen Meßuhren mit 1/100 mm Teilung, deren Taststift entsprechend verlängert war. Auf der Rückseite der Uhren und am Ende der Taststifte waren senkrecht zur Meßrichtung kugelförmige Köpfchen angebracht. Damit wurden die Meßgeräte

in konische Bohrungen von Messingplättchen 10/10/2 mm eingeführt, die mit Siegelack auf den Beton geklebt waren. Die Meßgeräte wurden durch Gummibänder angepreßt und blieben bis zum Bruch am Prüfkörper. Die Ablesegenauigkeit betrug bei Interpolation zwischen den Teilstrichen der Uhr wenigstens $\pm 2 \cdot 10^{-3}$ mm, das entspricht einer bezogenen Dehnung von $7 \cdot 10^{-6}$.

Die Prismen 15/15/60 cm dienten außer zur Bestimmung der Prismenfestigkeit auch zur Ermittlung des E-Moduls und der Spannungs-Dehnungs-Linie des Betons unter zentrischer Beanspruchung. Dazu wurde der in Bild 108 schematisch dargestellte Prüfvorgang angewendet. Demnach erfolgte die Nullablesung der Stauchungen bei einer geringen Vorlast von $P_0 = 0,05 \cdot B_p$, die zum Einbau des Körpers in die Presse nötig war. Die Last wurde dann jeweils innerhalb einer Minute um 1/10 der voraussichtlichen Bruchlast gesteigert und während einer weiteren Minute konstant gehalten. Im letzten Viertel der zweiten Minute wurde die Verformung an den Uhren abgelesen. Ohne Zwischenentlastung folgte darauf die weitere Steigerung der Last. Nach Ablesen der Verformung, die sich bei der 3. Laststufe ergab, wurde 9 mal ohne Zwischenablesung der Uhren in einer Minute auf die Vorlast entlastet und in einer Minute wieder bis zur Höhe der 3. Laststufe belastet. Durch diesen Vorgang sollten die bleibenden Verformungen innerhalb dieses Meßbereiches zum Abklingen gebracht werden. Beim 11. Belastungsdurchgang erfolgten schließlich Lastaufbringung und Ablesen der Meßinstrumente wieder wie bei der Erstbelastung. Der E-Modul des Betons wurde als Sekante der Spannungs-Dehnungslinie zwischen der Vorlast und der 3. Laststufe dieses 11. Belastungsdurchganges bestimmt. Die Last wurde anschließend in weiteren Stufen von 1/10 der erwarteten Höchstlast bis zum Bruch gesteigert. Die bei der ersten Belastung bis zur 3. Laststufe aufgetretenen Verformungen und die weiterhin im oberen Lastbereich beobachteten Werte wurden zur Spannungs-Dehnungslinie des Betons bei zentrischer Bean-

spruchung verbunden. Die Gesamtdauer eines solchen Versuches betrug etwa 50 Minuten.

Die Belastung der Biegedruckprismen 10/15/60 cm erfolgte in gleicher Weise, jedoch ohne Zwischenentlastung. Bei diesen Prüfkörpern wurden neben der Prismenfestigkeit nochmals Werte für die Spannungs-Dehnungslinie des Betons gewonnen.

In Tabelle 107 sind die an beiden vorstehend beschriebenen Prüfkörperarten bestimmten Prismenfestigkeiten zu einem Mittelwert zusammengefaßt.

Mittelwerte der beobachteten Spannungs-Dehnungslinien werden für Schwerbeton in Bild 109, für Ziegelsplittbeton in Bild 110 und für Gasbeton in Bild 111 wiedergegeben. Dazu wurden ebenfalls die an beiden Prüfkörperarten beobachteten Beziehungen nach einer in Lit.1 näher beschriebenen Methode ausgeglichen.

Die Bestimmung der in Tabelle 107 angegebenen Biegezugfestigkeit erfolgte normengemäß nach DIN 1048. Die Balken wurden auf Rollen gelagert und mittig belastet. Die Spannweite betrug 60 cm. Die Auflagerflächen wurden vorher durch Abschleifen abgeglichen.

Zu Tabelle 112: Eigenschaften der Bewehrungsstähle

Für die Biegezugbewehrung der Balken kamen naturharte Stähle St 55/85 des Hüttenwerks Rheinhausen zur Verwendung. Der Stahl besaß an der Streckgrenze deutlich ausgeprägte Fließeigenschaften. Technologische Einzelangaben, die an Stählen der gleichen Lieferung ermittelt wurden, sind in Lit.2, Teil C, Tabelle 12, zu finden. Die dort angegebenen Werte für die Stahlspannungen an der Streckgrenze weichen maximal nur 3 % vom Sollwert ab. Deshalb wurde für die Auswertung der vorliegenden Versuche einheitlich eine Streckgrenzenspannung von 55 kp/mm^2 zugrunde gelegt. Der E-Modul dieser Stähle betrug im Mittel $2\,060\,000 \text{ kp/cm}^2$.

Für Bügel und Montageeisen wurde normaler Baustahl St I verwendet.

Zu den Tabellen Protokolle der Balkenversuche
113 bis 127:

Zu den Protokollen der Balkenversuche sind folgende ergänzende Hinweise nötig:

1. Es wurden Angaben über die Grenzbewehrung μ^+ gemacht, die bei den jeweiligen Beton- bzw. Stahleigenschaften zu einem gleichzeitigen Versagen von Zug- und Druckseite des Balkens führen würde. Der ebenfalls angeschriebene Wert μ/μ^+ zeigt, ob es sich um einen überbewehrten ($\mu/\mu^+ > 1$) oder einen unterbewehrten Balken ($\mu/\mu^+ < 1$) gehandelt hat.

Die Grenzbewehrung μ^+ wurde nach folgender Formel errechnet, die sich aus den Gleichgewichtsbedingungen im Balken herleiten läßt:

$$\mu^+ = \alpha_{wU} \cdot k_x \cdot \frac{\beta_w}{\sigma_{eS}}$$

Es wurden eingesetzt:

α_{wU} nach Lit.8

$$k_x = \frac{\epsilon_{bOU}}{\frac{\sigma_{eS}}{E_e} + \epsilon_{bOU}}$$

ϵ_{bOU} nach Lit.8

$$\sigma_{eS} = 5500 \text{ kp/cm}^2$$

$$E_e = 2060000 \text{ kp/cm}^2$$

Die Formeln für μ^+ und k_x enthalten die Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte. Diese Bernouilli'sche Hypothese trifft für kurze Längenabschnitte von Stahlbetonbalken nicht immer genau zu.

2. Die Versuchsprotokolle geben Auskunft über die Vorbelastungen der Balken, durch die Risse in der Zugzone erzeugt wurden.

3. Da nicht alle Meßstellen gleichzeitig abgelesen werden konnten, fehlen in Bruchnähe wiederholt verschiedene Meßwerte.
4. Beim Balken Nr.2 wurden die Verformungen der oberen Bewehrungslage nicht gemessen. Für die Auswertung dieses Balkens wurden die Werte ϵ_{eo} durch lineare Interpolation zwischen den Verformungen an den benachbarten Meßstellen ermittelt.

Zu den Bildern Die Kennzahlen ϵ_{b0} , ϵ_e , α_w , k_a und k_x in Abhängigkeit vom Belastungsgrad ξ der Biegedruckzone 128 bis 142:

Die Werte ϵ_{b0} und ϵ_e sind unmittelbare Meßwerte. Die Ermittlung der Werte α_w , k_a und k_x sowie der Größe ξ ist in Abschnitt 4 des Hauptteils erläutert.

Auf folgende Punkte in den Bildern 128 bis 142 sei besonders hingewiesen:

1. Für die k_a -Kurven wurden die theoretischen Grenzwerte 0,333 und 0,500 eingezeichnet. Bei rein elastischem Verhalten des Werkstoffes muß sich eine dreieckige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone ergeben, wobei die Druckresultierende im oberen Drittelpunkt von x liegt ($k_a = a/x = 0,333$). Der Wert $k_a = 0,333$ sollte nach den Ergebnissen der Prismenversuche bei $\xi = 0$ auftreten. Der zweite Grenzfall ist eine rechteckige Spannungsverteilung in der Biegedruckzone (rein plastischer Werkstoff). Die Druckresultierende liegt dann in $x/2$ ($k_a = a/x = 0,5$). Dieser Zustand liegt in grober Näherung beim Bruch der Biegedruckzone vor ($\xi = 1,0$).
2. Für den Wert k_x wurden folgende theoretischen Grenzwerte für $\xi = 0$ angegeben:

Zunächst wurde die Schwerlinienlage für alle Balken unter Verwendung der E-Modulwerte in Tabelle 107 bzw. 112 nach Stadium I errechnet. Soweit durch Vorlasten in der Betonzugzone Risse erzeugt waren, wurde außerdem die Schwerlinienlage für reines Stadium II bestimmt.

Da die Betonzugzone durch die Rißbildung nicht völlig ausfällt, ist es theoretisch verständlich, daß die aus den Balkenversuchen gewonnenen k_x -Werte meist zwischen den Grenzwerten von Stadium I bzw. Stadium II beginnen.

3. Das in Tabelle 123 für Balken Nr.10 angegebene Verhältnis μ/μ^+ beträgt 1,09. Das heißt, daß ein reiner Druckbruch zu erwarten war. Trotzdem wurde der Bruch offensichtlich durch Erreichen der Streckgrenze in der unteren Lage der Zugbewehrung eingeleitet. Dazu ist folgendes zu sagen:

Die Grenzbewehrung wurde mit Kennzahlen der Biegedruckzone errechnet, die aus 20-Minuten-Versuchen hergeleitet sind. Bei Balken 10 dauerte der letzte Belastungsdurchgang, der zum Bruch führte, 138 Minuten. Außerdem war diese eine Betonmischung mit einem ungewöhnlich hohen Gehalt an Zementleim (rd. 45 Vol.%) hergestellt. Beides hat sicher erhebliche Kriechvorgänge bewirkt, die zur Überschreitung der Stahlstreckgrenze geführt haben.

Die Balken Nr.3 und 8 waren schwach bewehrt. Die durch Extrapolation gefundene Bruchdehnung ε_{eU} des Stahles liegt etwa bei der Streckgrenzendeckung.

Alle übrigen Balken brachen primär durch Versagen der Biegedruckzone.

Bezeichnung des Zementes	S ₁	H ₁	H ₂₁	H ₂₄	H ₃₁	H ₃₂	S ₂
Labor-Nr. MPA München	83	39	62	84	90	9	24
Lieferwerk	Solnhofen	Harburg	Harburg	Harburg	Harburg	Harburg	Solnhofen
Zementart	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ	PZ
Güteklasse	Z 225	Z 325	Z 325	Z 325	Z 325	Z 325	Z 225
Herstelltag d. Zementprüfkörper	27.10.52	23.4.52	28.7.52	27.10.52	24.11.52	10.2.53	31.5.54

Ergebnisse der Zementprüfungen nach DIN 1164

Wasserzusatz für Normensteife in Gew. %	31	27,3	27	28	27	27,6	27
Abbindebeginn nach Stunden	5 ⁴⁰	2 ⁴⁰	2 ¹⁵	3 ²⁰	5 ⁰⁰	3 ²⁰	4 ⁰⁰
Abbindeende nach Stunden	8 ⁰⁰	5 ⁰⁰	4 ⁰⁰	5 ³⁰	7 ⁰⁰	5 ⁰⁰	5 ⁰⁰
Lufttemperatur in °C	18	18	18	18	18	18	18
W/Z	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60	0,60
Ausbreitmaß in cm	17,0	19,0	18,4	17,0	18,8	18,2	18,6
Prüfung nach 3 Tagen							
Rohwichte in t/m ³		2,32	2,29	2,29	2,35	2,33	
Biegezugfestigkeit in kp/cm ²		48	52	51	51	53	
Druckfestigkeit in kp/cm ²		235	247	253	237	291	
Prüfung nach 7 Tagen							
Rohwichte in t/m ³	2,29	2,33	2,30	2,32	2,35	2,32	2,29
Biegezugfestigkeit in kp/cm ²	45	61	64	65	73	69	55
Druckfestigkeit in kp/cm ²	215	349	357	341	355	420	265
Prüfung nach 28 Tagen							
Rohwichte in t/m ³	2,29	2,32	2,32	2,32	2,33	2,33	2,30
Biegezugfestigkeit in kp/cm ²	64	76	79	76	83	78	64
Druckfestigkeit in kp/cm ²	313	486	473	465	539	561	383

Tabelle 101 Herkunft und Eigenschaften der verwendeten Zemente

Material		Anteil in Gew. %						Reinwichte	Rohwichte
		0 - 0,2	0,2 - 1	1 - 3	3 - 7	7 - 15	>15 mm	t/m ³	t/m ³
Natur- sand	L 0-3	21,0	76,0	1,0	1,5	0,5		2,57	
	G 0-3	5,0	32,5	28,0	34,2	0,3		2,69	
	G 3-7			1,8	83,2	15,0		2,75	
	G 7-15			0,1	1,7	87,8	10,4	2,74	
Ziegel- splitt	0-10	18,2	13,1	22,1	36,5	9,8	0,3		1,22
	0-18	12,4	10,1	19,4	26,4	27,1	4,6		1,20
	10-15	2,2	0,1	1,5	1,7	73,4	21,1		0,97

Tabelle 102 Kornaufbau der angelieferten Zuschläge

Sieblinie Nr. (vgl.Tab. 106)	Sieblochdurchmesser in mm						γ_m t/m ³
	0,2	1,0	3,0	7,0	15	30	
	Anteile in Gew.%						
1	10,8	44,5	59,3	81,8	98,5	100,0	2,68
2	10,1	34,8	54,5	78,7	98,6	100,0	2,69
3	8,8	32,2	53,1	77,2	98,6	100,0	2,70
4	5,5	25,4	47,2	71,9	98,5	100,0	2,72
5	7,5	41,1	54,2	82,7	98,5	100,0	2,68
6	3,0	22,5	39,5	71,4	97,2	100,0	2,71
Grenz-Sieblinien nach DIN 1045: (umgerechnet auf 15 mm Größtkorn)							
F	18,5	60,9	76,1	87,0	100,0	-	-
brauchbarer Bereich							-
E	11,0	29,3	52,4	73,2	100,0	-	
besonders guter Bereich							
D	1,6	12,7	34,9	63,5	100,0	-	-

Tabelle 103 Sieblinien der Zuschläge für die verwendeten Schwerbetone

Sieblinie Nr.	Sieblochdurchmesser in mm							γ_{m3} t/m ³
	0,2	1,0	3,0	7,0	10	15	18	
	Anteile in Gew. %							
-	13,0	22,5	40,0	66,5	73,5	93,5	100,0	1,17
Grenz-Siebliniennach DIN 4163 (für 15 mm Größtkorn-Ø):								
4	10	30	55	75	-	100,	-	-
3	5	15	35	55	-	100	-	-

Tabelle 104 Sieblinie der Zuschläge für den verwendeten Ziegelsplitt-beton

Sieblochdurchmesser in mm		
0,06	0,09	0,20
Anteile in Gew.%		
73	90	100

Tabelle 105 Sieblinie der Zuschläge für den verwendeten Gasbeton

Balken Nr.	Z u s c h l ä g e										Z e m e n t			W a s s e r			Frischbetonkonsistenz	
	Sieblinie		Natursand				Ziegelsplitt			Gesamt kg/m ³	Menge kg/m ³	Gütekl.	Bezeichn. in Tab.	AnnäB- wasser kg/m ³	Zement- wasser kg/m ³	W Z	Ausbreitmaß n.DIN 1048 cm	Verdicht.Maß nach Walz ⁺⁺)
	Tab.	Nr.	L 0-3 kg/m ³	G 0-3 kg/m ³	G 3-7 kg/m ³	G 7-15 kg/m ³	0-10 kg/m ³	0-18 kg/m ³	10-15 kg/m ³									
1	103	5	456	820	273	273				1822	246	PZ 225	S ₁		246	1,00		
25	"	5	456	820	273	273				1822	246	PZ 225	S ₁		246	1,00		
26	"	5	456	820	273	273				1822	246	PZ 225	S ₁		246	1,00		
6/0	"	1	436	784	261	261				1742	327	PZ 325	H ₂₄		255	0,78	52,0	1,04
3/0	"	3	183	1006	275	366				1830	337	PZ 325	H ₁		220	0,65	51,0	1,04
8/0	"	4		1208	262	543				2013	271	PZ 325	H ₃₁		175	0,65	42,5	1,19
7/0	"	2	296	985	296	393				1970	245	PZ 325	H ₃₁		200	0,82	31,5	
5/0	"	2	279	932	279	372				1862	309	PZ 325	H ₂₄		218	0,71	33,5	1,24
4/0	"	4		1179	255	531				1965	308	PZ 325	H ₂₁		182	0,59	36,5	1,21
2	"	6		883	192	397				1472	630	PZ 325	H ₁		252	0,40		
10/0	"	4		896	194	402				1492	638	PZ 325	H ₃₂		247	0,39	60,5	
Z 21	104	-					619	371	247	1237	275	PZ 225	S ₂	273	137	0,50	58,0	
Z 23	"	-					619	371	247	1237	275	PZ 225	S ₂	273	137	0,50	60,0	

⁺) nach Angaben in Heft 110 DAfStb

⁺⁺) siehe Heft 91 DAfStb

Balken Nr.	Prüf- alter Tage	Festigkeitsswerte								E-Modul des Betons kp/cm ²	Rohwichte der Würfel	
		Festigkeit am 20 cm-Würfel ⁺				Prismenfestigkeit			Biegez.F.		γ_i	γ_m
		R_{wi}	R_{wm}	Streuung		$R_{15/15p}$	$R_{10/15p}$	R_{pm}	σ_{bz}		t/m ³	t/m ³
		kp/cm ²	kp/cm ²	V %	%	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²	kp/cm ²			
1	34		72			60		60		0,83	168 500	
25	69		121			107		107		0,88	187 000	
26	102		162			113		113		0,70	150 000	
6/0	43	234 236 242	237	1,8	4,5	203	206	205	54,8	0,87	240 500	2,23 2,21 2,21
3/0	40	319 322 316	319	0,9	2,3	300		300	46,3	0,94	248 300	2,37 2,38 2,36
8/0	50	424 442 467	444	4,9	12,3	329	367	348	58,0	0,78	319 000	2,40 2,40 2,40
7/0	42	208 203 208	206	1,4	3,5					0,86		2,28 2,28 2,28
	47-55					177	177	177	44,7		214 000	
5/0	30	322 320 321	321	0,3	0,8	268	292	280	38,7	0,87	263 000	2,34 2,34 2,32
4/0	42	424 438	431			328		328	57,0	0,76	274 000	2,44 2,41
2	35		480			380		380		0,79		
10/0	51	672 674 664	670	0,8	2,0	565	553	559	63,0	0,83	313 000	2,36 2,38 2,38
Z 21	69-75	172 187 186 142 145 165	167	11,7	12,3	160	163	161	39,8	0,96	115 000	1,98 1,99 1,99 1,98 1,98 1,98
Z 23	104-108	191 191 191 180 180 187	187	2,0	3,1	177	182	180	40,9	0,96	138 000	1,99 1,99 1,99 1,98 1,98 1,97
P 17/0	119-125	56 52 52 50 55 47	52	6,3	6,6	45		45		0,87	28 100	0,73 0,71 0,71 0,70 0,72 0,71
P 16/0	44-49	83 78 68	76	10,1	25,3	70	86 84	80		1,05	43 700	1,00 1,01 0,99

⁺) Bei Gasbeton am 15 cm-Würfel

Tabelle 107

Festigkeitseigenschaften, E-Modulwerte und Rohwichten
des gewöhnlichen Betons

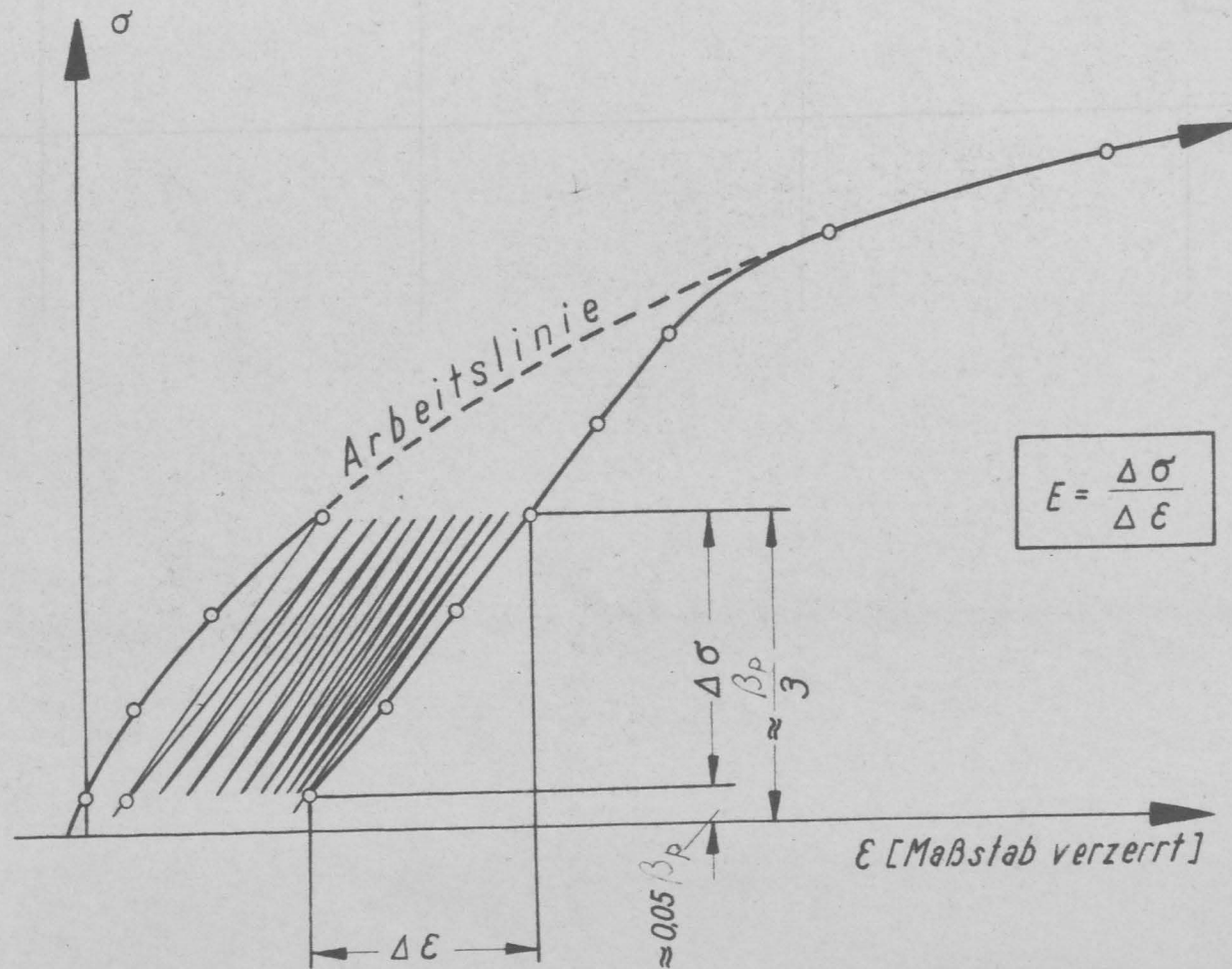


Bild 1o8

Schematische Darstellung des Belastungsvorganges und der zur Bestimmung des E-Moduls und der Spannungs-Dehnungslinie des Betons durchgeführten Messungen

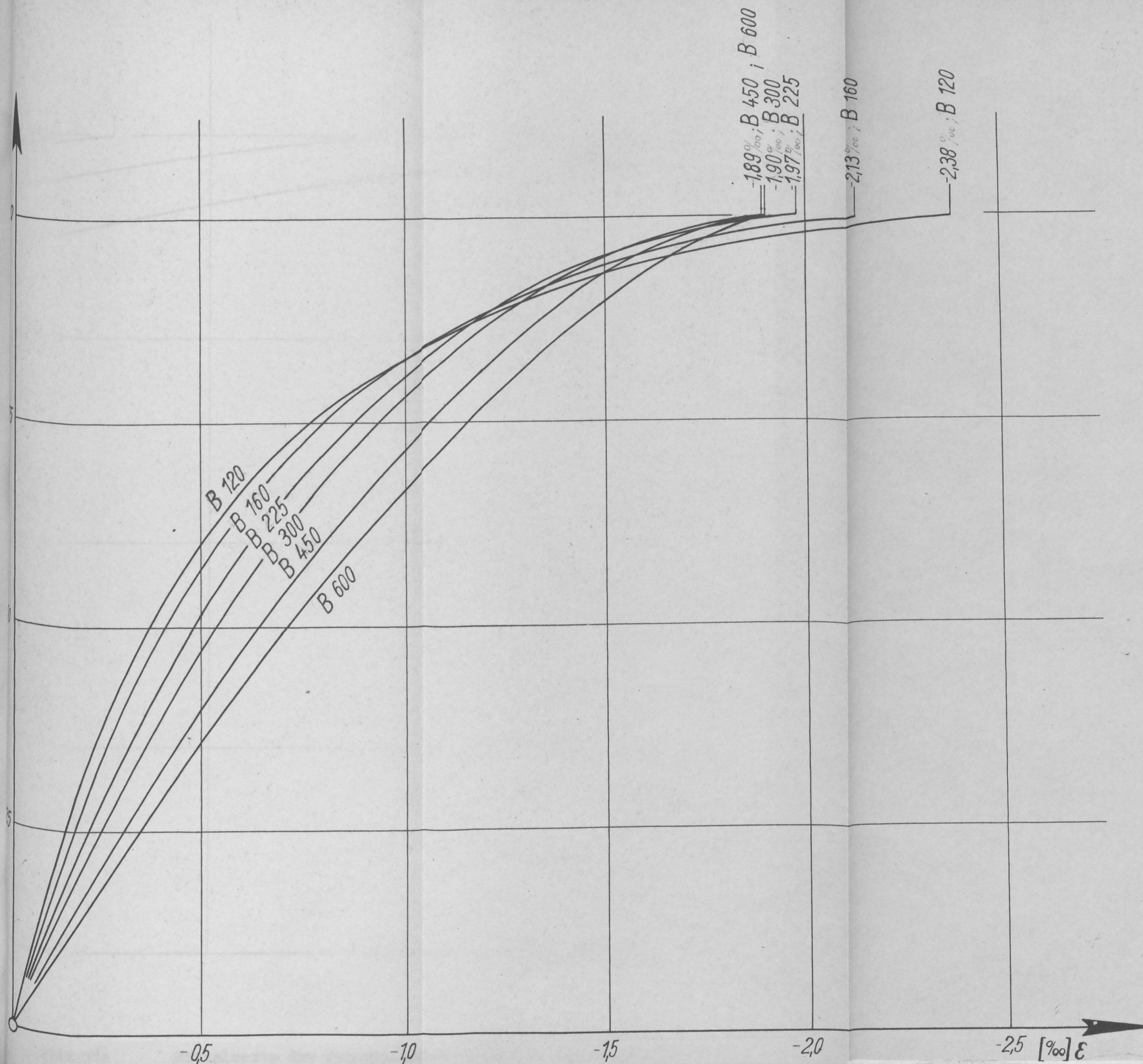


Bild 109

Mittelwerte der Spannungs-Dehnungslinien für die verwendeten Schwerbetone (nach Lit.1, Bild 14)

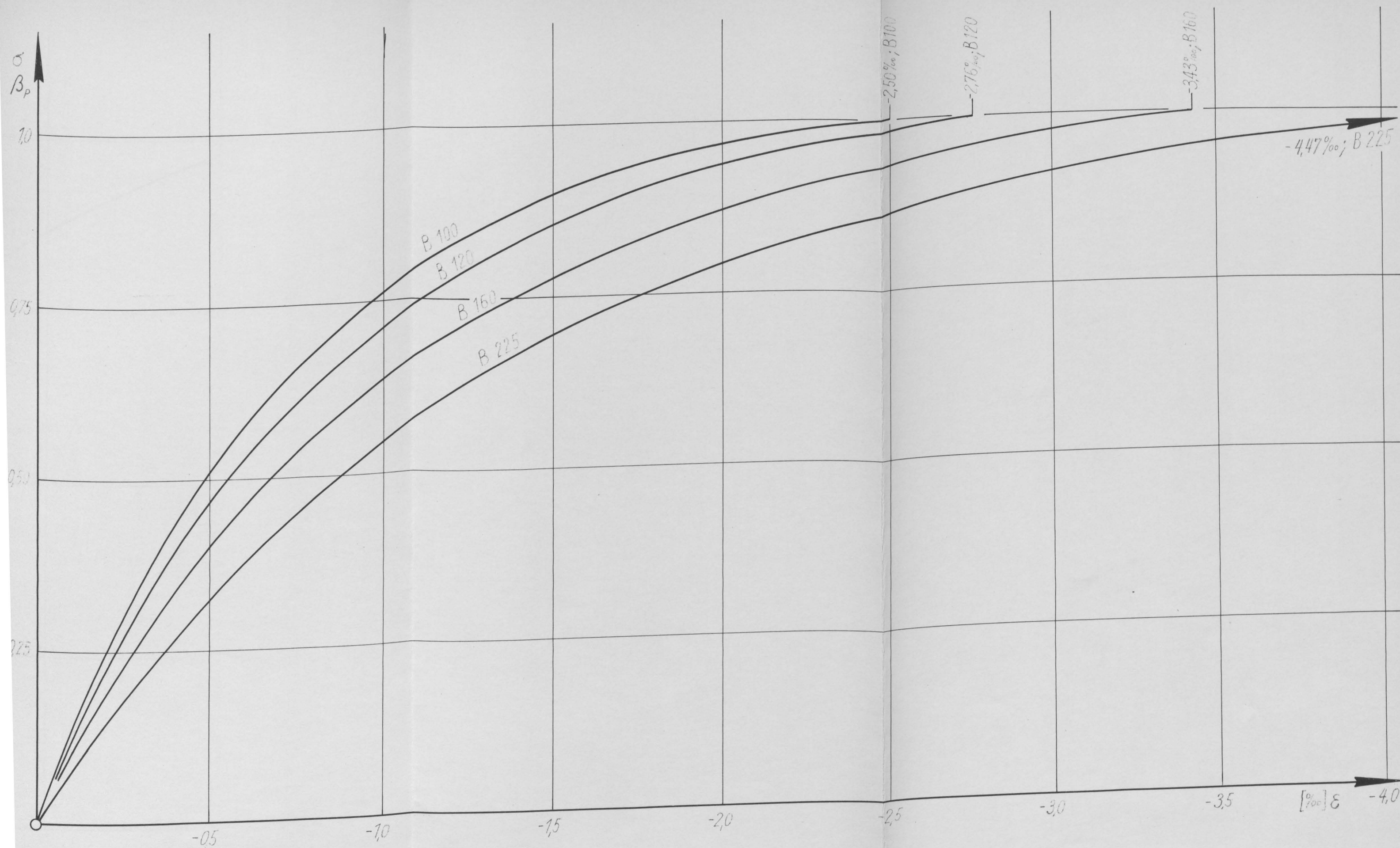


Bild 110

Mittelwerte der Spannungs-Dehnungslinien für die verwendeten Ziegelsplittbetone (nach Lit. 4, Bild 25)

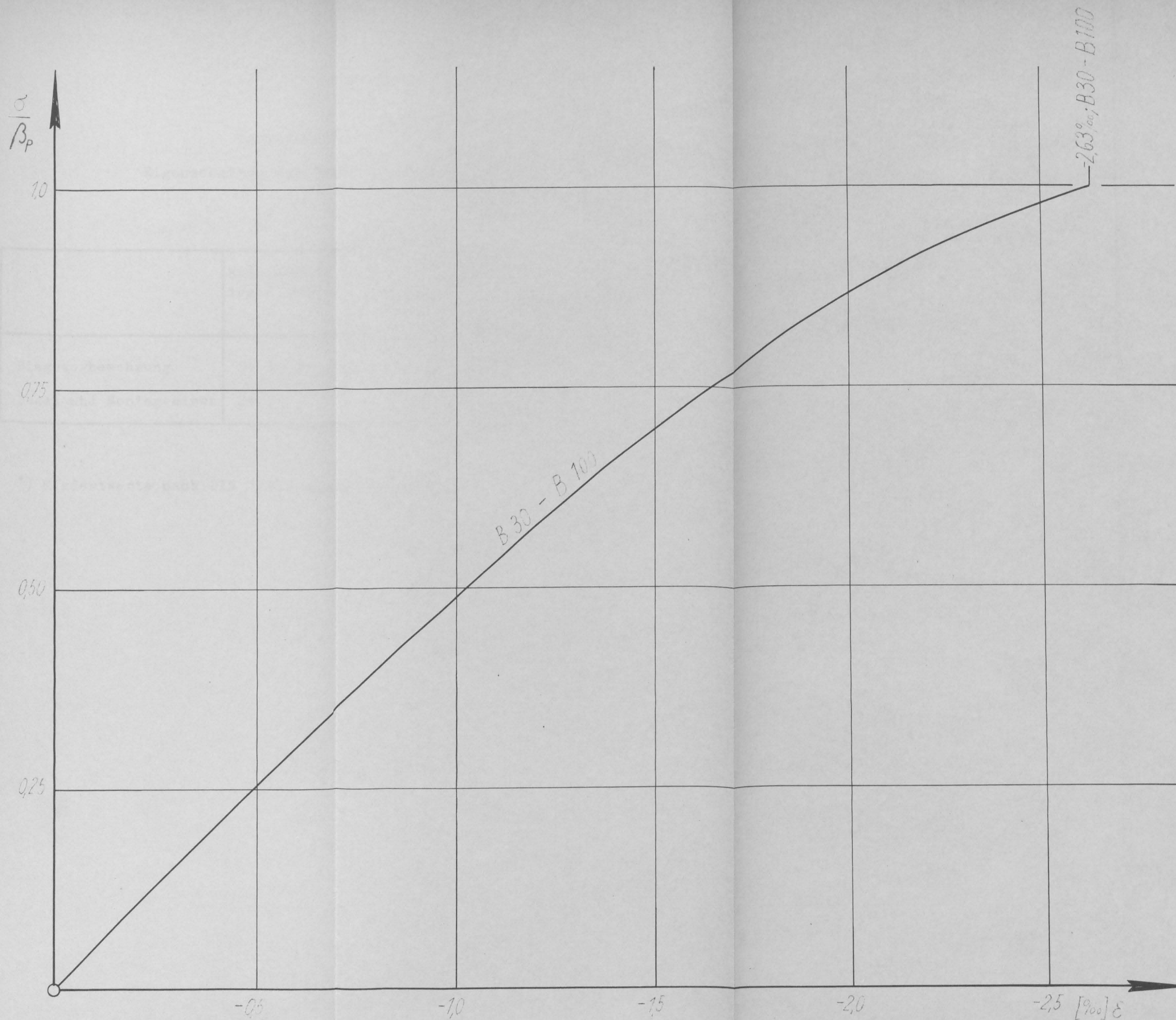


Bild 111

Mittelwerte der Spannungs-Dehnungslinie für die verwendeten Gasbetone (nach Lit.4, Bild 24)

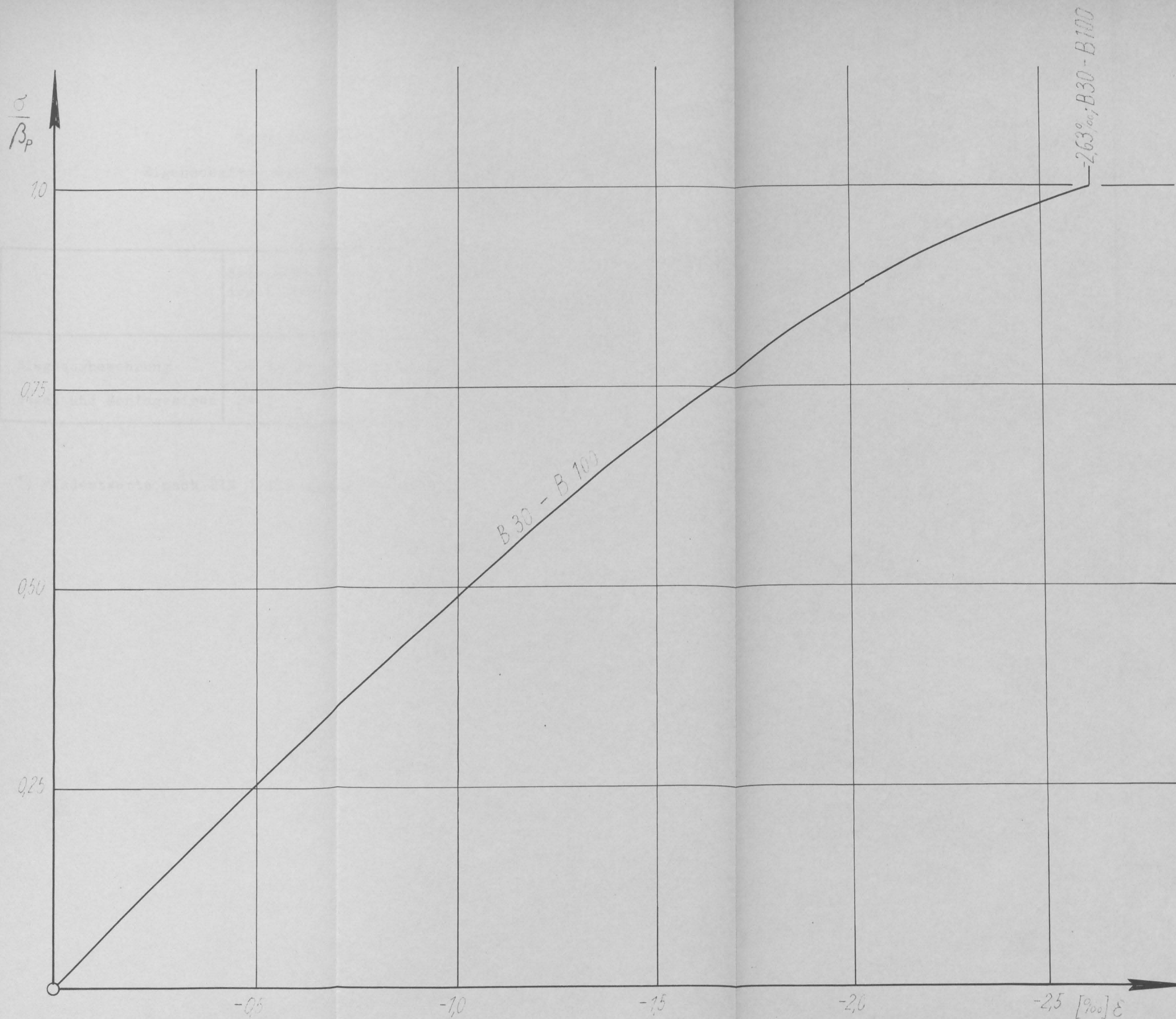


Bild 111

Mittelwerte der Spannungs-Dehnungslinie für die verwendeten Gasbetone (nach Lit.4, Bild 24)

Tabelle 112

Eigenschaften der Bewehrungsstähle

	Bezeichnung des Stahles	Streckgrenze kp/mm^2	Bruch- festigkeit kp/mm^2	E-Modul kp/cm^2
Biegezugbewehrung	St 55/85	55	85	2060000
Bügel und Montageeisen	St I	$>22^{+)}$	$>34 - 50^{+)}$	-

⁺) Mindestwerte nach DIN 1045 , keine Versuchswerte vorhanden

Muster für Bildgruppe 113 bis 127

Balken Nr. 1

Querschnittsabmessungen

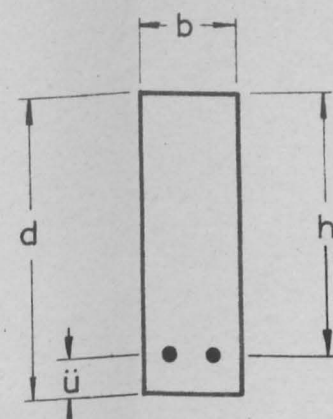
Betonfestigkeit $\beta_w = 72 \text{ kp/cm}^2$ (Prüfalter 34 Tage)

Biegezugbewehrung: $2\phi 18,8 \text{ mm}$

$\mu = 2,11\%$ $\mu^* = 0,64\%$ $\mu/\mu^* = 3,30$

Schubdeckung nach Bild 5

Belastungsanordnung nach Bild 10

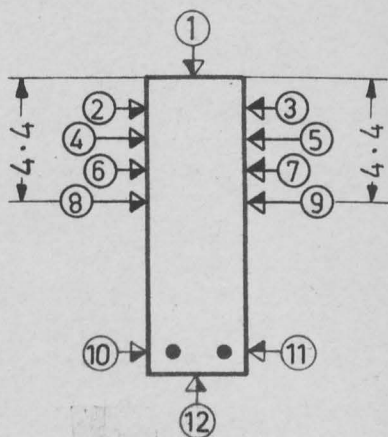


$b = 10,3 \text{ cm}$
 $d = 30,6 \text{ cm}$
 $h = 25,66 \text{ cm}$
 $\ddot{u} = 4,94 \text{ cm}$

Last- stufe	Versuchsdauer bei		Last $G^+ + P$	M_{\max}	mech.gemessene Verformungen an Meßstelle Nr.									
					1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	Ablesebeginn				Beton									
-	Std.	Min.	kp	mkip	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰	‰
0	0	0	520	307	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	0	20	1150	732	- 0,340	- 0,180	- 0,310	- 0,120	- 0,140	- 0,035	- 0,025	+ 0,043	- 0,003	+ 0,243
2	0	30	1510	975	- 0,552	- 0,323	- 0,475	- 0,205	- 0,250	- 0,070	- 0,070	+ 0,047	+ 0,005	+ 0,345
3	0	40	1980	1293	- 0,820	- 0,506	- 0,585	- 0,305	- 0,315	- 0,135	- 0,105	+ 0,028	+ 0,005	+ 0,462
4	1	2	2350	1542	- 1,130	- 0,725	- 0,780	- 0,503	- 0,510	- 0,220	- 0,235	+ 0,018	- 0,060	+ 0,555
5	1	11	2740	1807	- 1,620	- 1,125	- 1,165	- 0,790	- 0,760	- 0,425	- 0,385	- 0,095	- 0,150	+ 0,700
6	1	22	2910	1922	- 1,612	-	- 1,360	-	-	-	-	-	-	-
7	1	24	3110	2057	- 2,050	- 1,655	- 1,590	- 1,205	- 1,185	- 0,705	- 0,685	- 0,267	- 0,365	+ 0,875
8	1	30	3260	2157	- 2,760	-	- 2,110	-	-	-	-	-	-	-
9	1	34	3260	2157	- 3,860	-	- 2,243	-	-	-	-	-	-	-
Meßlänge in mm					500	200	200	200	200	200	200	200	200	508
Uhrteilung					10/u	1/u	1/u	1/u	1/u	1/u	1/u	1/u	1/u	2,54/u

+) Gewicht der Belastungsträger + Eigengewicht der Balken

Anordnung der Meßstellen
(Längsverformungen in Balkenmitte)

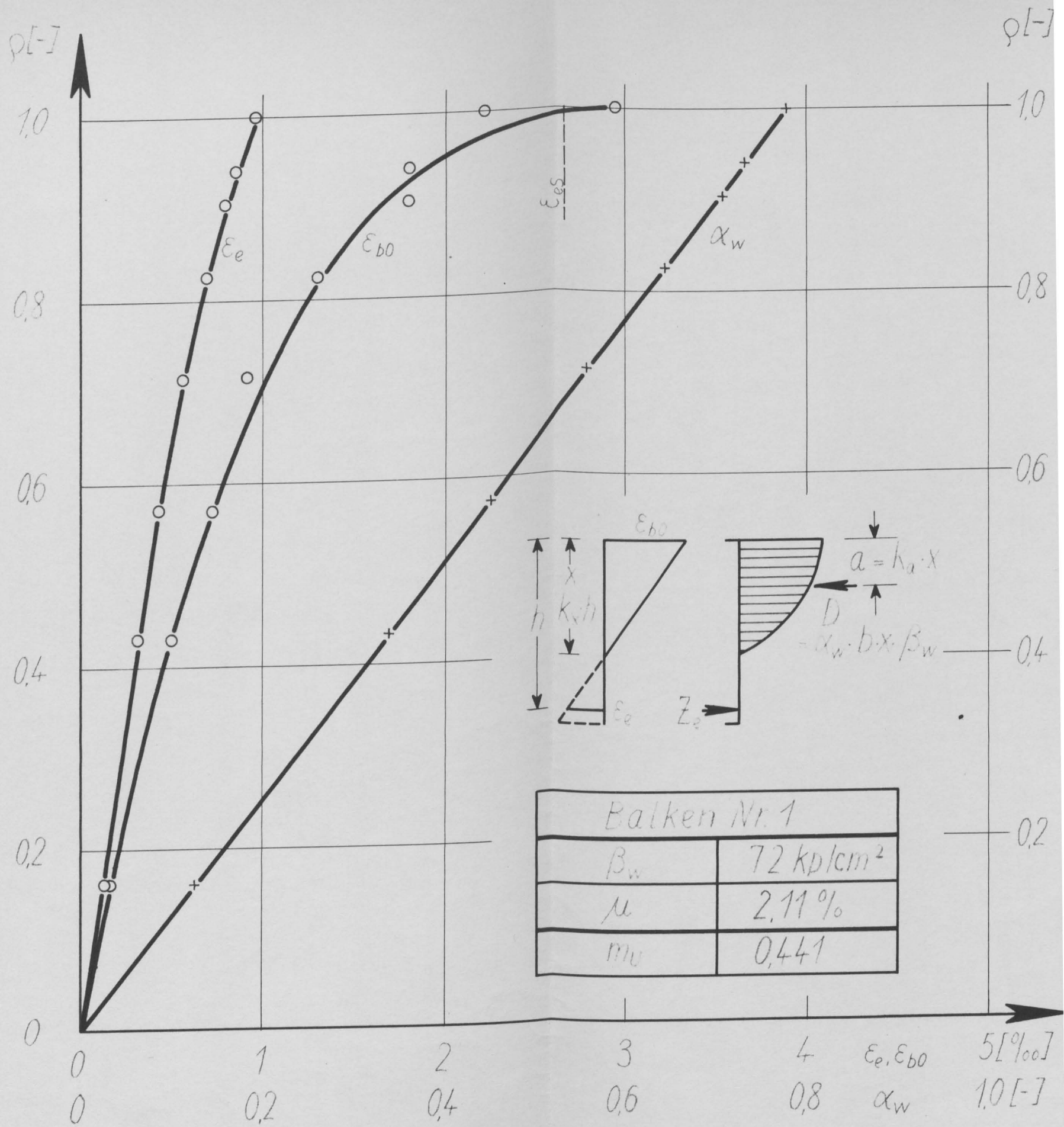


		elektr. gemessene Verformungen an Meßstelle Nr.						Durch- biegung in L/2	Bemerkungen
11	12	10	11						
Beton	Beton	Stahl						mm	—
‰	‰	‰	‰						
0	0	0	0					0	
+ 0,180	+ 0,334	+0,208	+0,195					4,3	
+ 0,340	+ 0,504	+0,315	+0,312					6,7	
+ 0,410	+ 0,648	+0,436	+0,430					9,4	mehrere Bie- gerisse
+ 0,497	+ 0,868	+0,540	+0,542					12,5	
+ 0,625	+ 1,118	+0,663	+0,679					16,8	
-	+ 1,244	+0,740	+0,743					18,9	
+ 0,725	+ 1,429	+0,806	+0,814					21,4	
-	+ 1,624	+0,890	+0,900					23,0	Bruch
-	-	+1,000	-					25,4	
508	500								
2,54/u	10/u								

Tabelle 113 Protokoll des Balkenversuchs 1 (Schwerbeton)

Muster für Bildungsgruppe 128 bis 142

Bild 128: Aus den Balkenversuchen ermittelte Biegedruck-
werte - Abhängigkeit von - Balken I



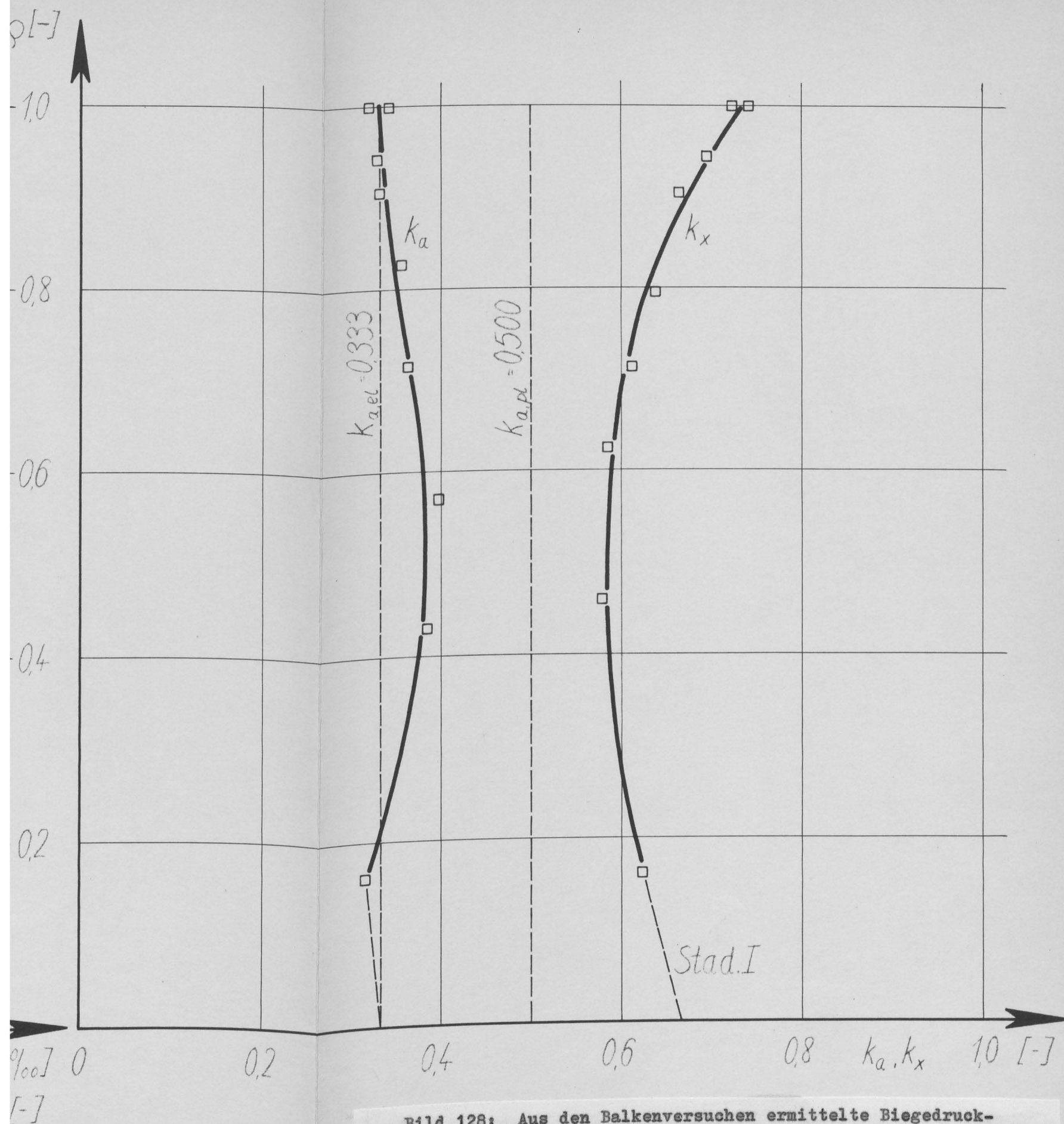


Bild 128: Aus den Balkenversuchen ermittelte Biegedruckwerte - Abhängigkeit von - Balken 1